



INTI
Instituto Nacional
de Tecnología Industrial

Reglamento CIRSOC 201 y Anexos



Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales
de Seguridad para las Obras Civiles del Sistema INTI

Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado

Tomo 2

Diciembre 1984

SIREA

Esta publicación integra el
Sistema Reglamentario Argentino
para las Obras Civiles

INTI CIRSOC

*Av. Cabildo 65- Subsuelo Ala Savio
(CI426AAA) Ciudad Autónoma de Buenos Aires
República Argentina
Tel./Fax : (5411)4779-5271/5273
Web: www.inti.gob.ar/cirsoc
E-mail: cirsoc@ffmm.gov.ar
cirsoc@inti.gob.ar*

Primer Director Técnico († 1980): Ing. Luis María Machado

Directora Técnica: Inga. Marta S. Parmigiani

**Coordinadora Area Acciones: Inga. Alicia M. Aragno
Area Administración, Finanzas y Promoción: Mónica B. Krotz
Venta de Publicaciones: Carmelo J. Caniza**

© 1998

Editado por INTI
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA INDUSTRIAL
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 313-3013

Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina.
Printed in Argentina.

INDICE GENERAL

TOMO I

CAPITULO 1. Generalidades	1
ANEXOS AL CAPITULO 1	
CAPITULO 2. Definiciones	3
CAPITULO 3. Documentación Técnica	9
CAPITULO 4. Proyecto y Ejecución de la Estructura	17
CAPITULO 5. Personal, Equipamiento y Registros del Constructor, de los establecimientos para la fabricación de elementos premoldeados, de los proveedores de hormigón elaborado y de los la- boratorios	23
CAPITULO 6. Materiales	33
ANEXOS AL CAPITULO 6	
CAPITULO 7. Verificación de las características y calidad de los materiales y elementos empleados para construir las estructuras. Ensayos a realizar	81
ANEXOS AL CAPITULO 7	
CAPITULO 8. Condiciones de aceptación de las estructuras terminadas	107
CAPITULO 9. Producción y transporte del hormigón a Obra	113
ANEXOS AL CAPITULO 9	

Indice General - II

CAPITULO 10. Manipuleo y Transporte, Colocación, Compactación y curado del hormigón.
Disposiciones correspondientes a la construcción de elementos premoldeados de hormigón.
Disposiciones correspondientes a la construcción de elementos estructurales de hormigón masivo 121

ANEXOS AL CAPITULO 10

CAPITULO 11. Hormigonado en tiempo frío y en tiempo caluroso 143

ANEXOS AL CAPITULO 11

CAPITULO 12. Encofrados, elementos de sostén y apuntalamientos, tolerancias de orden constructivo, Remoción de encofrados y de sus elementos de sostén.
Terminación superficial de las estructuras
Reparación de los defectos de terminación superficial.
Tuberías para la conducción de fluidos incluidas en las estructuras de hormigón 147

ANEXOS AL CAPITULO 12

CAPITULO 13. Colocación y Recubrimiento de la armadura 163

ANEXOS AL CAPITULO 13

CAPITULO 14. Elementos y estructuras expuestas a condiciones especiales de carga y de servicio, o ejecutados con hormigones de características y propiedades especiales 169

ANEXOS AL CAPITULO 14.

TOMO 2

CAPITULO 15. Principios para la determinación de las sollicitaciones 173

ANEXOS AL CAPITULO 15

Indice General - III

CAPITULO 16. Bases para el cálculo de las deformaciones	183
CAPITULO 17. Dimensionamiento	187
ANEXOS AL CAPITULO 17	
CAPITULO 18. Reglas para el armado	215
ANEXOS AL CAPITULO 18	
CAPITULO 19. Elementos premoldeados de hormigón	257
CAPITULO 20. Losas y elementos constructivos similares a losas	277
ANEXOS AL CAPITULO 20.	
CAPITULO 21. Vigas, vigas placa y losas nervuradas	289
CAPITULO 22. Losas con apoyos puntuales	293
CAPITULO 23. Vigas de gran altura	303
CAPITULO 24. Cáscaras y estructuras plegadas	305
CAPITULO 25. Elementos comprimidos	309
CAPITULO 26. Hormigón pretensado	321
ANEXOS AL CAPITULO 26	
CAPITULO 27. Hormigón pretensado. Inyección de vainas	383

INDICE TOMO 2

CAPITULO 15. PRINCIPIOS PARA LA DETERMINACION DE LAS SOLICITACIONES		173
15.1.	-Determinación de las solicitaciones	173
.1.	Generalidades	173
.2.	Determinación de las solicitaciones características originadas por cargas	173
.3.	Determinación de las solicitaciones características originadas por coacción	174
15.2.	Luces de cálculo	175
15.3.	Ancho colaborante de las vigas placa	175
15.4.	-Momentos flexores	175
.1.	Momentos flexores en vigas y losas armadas en una dirección	175
.1.1.	Generalidades	175
.1.2.	Momentos en las secciones de apoyo	176
.1.3.	Momentos positivos en los tramos	177
.1.4.	Momentos negativos en los tramos	177
.1.5.	Consideración del empotramiento de borde	177
.2.	Momentos flexores en estructuras aporticadas	177
15.5.	Torsión	178
15.6.	Esfuerzos de corte	178
15.7.	Reacciones de apoyo	178
15.8.	-Rigidez y estabilidad del conjunto	179
.1.	Hipótesis generales	179
.2.	Imperfecciones constructivas y excentricidades no previstas de las cargas verticales	180
.2.1.	Hipótesis de proyecto	180
.2.2.	Elementos horizontales de arriostramiento	180
.2.3.	Elementos verticales de arriostramiento	181
ANEXOS AL CAPITULO 15		
CAPITULO 16. BASES PARA EL CALCULO DE LAS DEFORMACIONES		183
16.1.	Campo de aplicación	183

16.2.	-Deformaciones bajo cargas de servicio	183
.1.	Acero	183
.2.	Hormigón	183
.3.	Hormigón armado	184
16.3.	Deformaciones bajo cargas superiores a las de servicio	184
16.4.	Fluencia lenta y contracción por secado del hormigón	184
16.5.	Variaciones de temperatura	184
CAPITULO 17. DIMENSIONAMIENTO		187
17.1.	-Principios generales	187
.1.	Margen de seguridad	187
.2.	Campo de validez	187
.3.	Comportamiento bajo las cargas de servicio	188
17.2.	-Dimensionamiento para flexión simple y compuesta y para sollicitación axil	188
.1.	Principios para la determinación de los esfuerzos de rotura	188
.2.	Coefficiente de seguridad	191
.3.	Valores máximos de la armadura longitudinal	192
17.3.	-Directivas adicionales para el dimensionamiento a compresión	192
.1.	Generalidades	192
.2.	Elementos comprimidos zunchados	192
.3.	Tensiones admisibles de compresión bajo cargas localizadas	194
.4.	Tensiones admisibles de compresión en juntas de mortero	195
17.4.	-Verificación de la seguridad a pandeo	196
.1.	Disposiciones generales	196
.2.	Determinación de la longitud de pandeo	196
.3.	Elementos comprimidos de hormigón armado de mediana esbeltez	197
.4.	Elementos comprimidos de hormigón armado de gran esbeltez	198
.5.	Elementos que aseguran el empotramiento	198

17.4.6.	Excentricidades no previstas	199
.7.	Consideración de la fluencia lenta	199
.8.	Pandeo en dos direcciones	200
.9.	Verificaciones del sistema en conjunto	200
17.5.	-Dimensionamiento para esfuerzos de corte y torsión	201
.1.	Principio general	201
.2.	Esfuerzo de corte determinante	201
.3.	Valores básicos de la tensión de corte	203
.4.	Criterios para el dimensionamiento de la armadura de corte	203
.5.	Reglas para el dimensionamiento de la armadura de corte	204
.6.	Dimensionamiento para torsión	206
.7.	Dimensionamiento para corte y torsión	206
17.6.	-Limitación de la fisuración bajo cargas de servicio	207
.1.	Disposiciones generales	207
.2.	Verificación de la limitación de las aberturas de fisuración	208
.3.	Reducción de la fisuración	210
17.7.	-Limitación de la deformación bajo cargas de servicio	211
.1.	Requerimientos generales	211
.2.	Verificación simplificada por limitación de la esbeltez a flexión	211
.3.	Verificación numérica de las deformaciones	212
17.8.	Limitación de las tensiones en el acero bajo cargas de servicio no predominantemente estáticas	212
17.9.	Elementos constructivos de hormigón simple	213

ANEXOS AL CAPITULO 17

CAPITULO 18.	REGLAS PARA EL ARMADO	215
18.1.	Campo de validez	215
18.2.	Separación entre barras	215
18.3.	-Doblado de barras	215
.1.	Diámetro admisible del mandril de doblado	215
.2.	Doblado de las armaduras soldadas	215

18.4.	Valores admisibles de las tensiones de adherencia	216
18.5.	-Anclajes	217
.1.	Principios básicos	217
.2.	Anclajes rectos, ganchos, ángulos, bucles o barras transversales soldadas	218
.2.1.	Longitud básica de anclaje l_0	218
.2.2.	Longitud requerida de anclaje l_1	219
.2.3.	Armadura transversal en la zona de anclaje	221
.3.	Piezas de anclaje	221
18.6.	-Empalmes	221
.1.	Principios básicos	221
.2.	Porcentaje admisible de barras empalmadas	222
.3.	Empalmes por yuxtaposición con extremos rectos, ganchos, ganchos en ángulo recto y bucles	224
.3.1.	Desplazamiento longitudinal entre los empalmes de las barras	224
.3.2.	Longitud de empalme l_e en empalmes traccionados	224
.3.3.	Longitud de empalme l_e en empalmes comprimidos	225
.3.4.	Armadura transversal en la zona de empalmes por yuxtaposición en barras portantes	225
.4.	Empalme por yuxtaposición de mallas soldadas	227
.4.1.	Ejecución de los empalmes de las barras portantes	227
.4.2.	Empalmes en un solo plano y empalmes en dos planos con estribos envolventes de la armadura portante	227
.4.3.	Empalmes en dos planos sin estribos envolventes de la armadura portante	229
.4.4.	Empalmes por yuxtaposición de barras de la armadura transversal	230
.5.	Empalmes roscados	231
.6.	Empalmes soldados	231
.7.	Empalmes por contacto	232
18.7.	-Armadura de tracción en piezas flexionadas (para flexión simple y compuesta)	233
.1.	Principios básicos	233
.2.	Cobertura del diagrama de tracción	233

18.7.3.	Anclaje fuera de la zona de los apoyos	236
.4.	Anclaje en los apoyos extremos	237
.5.	Anclaje en apoyos intermedios	238
18.8.	-Armadura de corte	238
.1.	Principios básicos	238
.2.	Estribos	239
.2.1.	Ejecución de los estribos	239
.2.2.	Sección transversal mínima de los estribos	243
.3.	Barras dobladas	243
.4.	Suplementos para el corte	244
.5.	Armadura de enlace con el alma de los cordones traccionados o comprimidos	245
18.9.	-Otros tipos de armadura	246
.1.	Armadura de borde en losas	246
.2.	Empotramientos no previstos	246
.3.	Esfuerzos de desviación	246
18.10.	-Reglas especiales para algunos elementos estructurales en particular	250
.1.	Losas y vigas en voladizo	250
.2.	Apoyo de vigas secundarias	250
.3.	Cargas suspendidas	251
.4.	Disposición de las armaduras en elementos torsionados	251
18.11.	-Paquetes de barras	251
.1.	Principios básicos	251
.2.	Disposición, separación, recubrimientos	252
.3.	Limitación del ancho de fisuras	252
.4.	Anclaje de paquetes de barras	254
.5.	Empalmes de paquetes de barras	255
.6.	Estribado de los paquetes de barras sometidos a compresión	255
ANEXOS AL CAPITULO 18		
CAPITULO 19. ELEMENTOS PREMOLDEADOS DE HORMIGON		257
19.1.	Construcciones con elementos premoldeados de hormigón	257

19.2.	Requerimientos generales para elementos premoldeados	257
19.3.	Dimensiones mínimas de los elementos	258
19.4.	Colaboración entre elementos premoldeados y el hormigón elaborado in situ	258
19.5.	-Montaje de los elementos premoldeados	259
.1.	Seguridad durante el montaje	259
.2.	Puntales de montaje	259
.3.	Profundidad de apoyo	260
.4.	Apoyos y juntas solicitadas a compresión	260
19.6.	Identificación de los elementos	261
19.7.	-Entrepisos, techos y partes constructivas similares, formados por elementos premoldeados	261
.1.	Campo de validez y disposiciones generales	261
.2.	Colaboración de elementos premoldeados y de hormigón in situ en el caso de losas de entrepisos	261
.3.	Armadura de enlace entre elementos premoldeados y hormigón in situ	262
.4.	Entrepisos formados por elementos premoldeados	263
.4.1.	Disposiciones generales	263
.4.2.	Placas horizontales en construcciones formadas por paneles premoldeados	264
.5.	Uniones transversales de elementos premoldeados	264
.6.	Losetas premoldeadas con capas de hormigón in situ, estáticamente colaborantes	268
.7.	Entrepisos de vigas con o sin elementos incorporados	268
.8.	Losas nervuradas de hormigón armado con los nervios total o parcialmente premoldeados	269
.8.1.	Disposiciones generales	269
.8.2.	Losas nervuradas de hormigón armado con elementos incorporados estáticamente colaborantes	269
.9.	Placas huecas de hormigón armado	271
.10.	Losas premoldeadas de bloques de cerámica	271
19.8.	-Paredes formadas por elementos premoldeados	271
.1.	Generalidades	271
.2.	Espesores mínimos	272

VII

19.8.2.1.	Tabiques premoldeados con sección rectangular llena	272
.2.2.	Tabiques premoldeados con sección transversal abierta o con huecos	272
.3.	Juntas verticales entre tabiques portantes y arriostrantes	272
.4.	Juntas horizontales	272
.5.	Acción de los tabiques como placas planas	274
.6.	Unión de los paneles a las losas de entresijos	274
.7.	Anclajes metálicos y elementos de unión en paneles compuestos de varias capas	275
CAPITULO 20. LOSAS Y ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS SIMILARES A LOSAS		277
20.1.	-Losas	277
.1.	Definición y tipos de losas	277
.2.	Apoyos	278
.3.	Espesor de las losas	278
.4.	Distribución de cargas puntuales, lineales y rectangulares en losas armadas en una dirección	279
.5.	Solicitaciones	280
.6.	Armaduras	282
.6.1.	Exigencias generales	282
.6.2.	Armadura principal	282
.6.3.	Armadura transversal en losas armadas en una dirección	283
.6.4.	Armadura de esquina	285
20.2.	Losas armadas con inclusión de bloques portantes	286
20.3.	Hormigón armado con bloques de vidrio	287
ANEXOS AL CAPITULO 20		
CAPITULO 21. VIGAS, VIGAS PLACA Y LOSAS NERVURADAS		289
21.1.	Vigas, y vigas placa	289
.1.	Definición, profundidad de apoyo, estabilidad	289
.2.	Armaduras	289
21.2.	-Losas nervuradas	290
.1.	Losa nervuradas armadas en una sola dirección	290

VIII

21.1.2. Armaduras	289
21.2. -Losas nervuradas	290
.1. Definición y campo de validez	290
.2. Losas nervuradas armadas en una sola dirección	290
.2.1. Placa	290
.2.2. Nervios longitudinales	290
.2.3. Nervios transversales	291
.3. Losas nervuradas cruzadas	292
 CAPITULO 22. LOSAS CON APOYOS PUNTUALES	 293
22.1. Definición	293
22.2. Dimensiones mínimas	293
22.3. -Solicitaciones	293
.1. Métodos aproximados	293
.2. Refuerzo de los apoyos (capiteles)	293
22.4. Armadura para flexión	293
22.5. -Seguridad al punzonado	295
.1. Determinación de la tensión de corte τ_r	295
.1.1. Losas con apoyo puntual sin refuerzos intermedios	295
.1.2. Losas con apoyo puntual con refuerzos intermedios	296
.2. Verificación de la seguridad al punzonado	298
22.6. Aberturas en la losa	299
22.7. Dimensionamiento de las placas armadas para fundaciones	300
 CAPITULO 23. VIGAS DE GRAN ALTURA	 303
23.1. Definición	303
23.2. Dimensionamiento	303
23.3. Detalles constructivos	303
 CAPITULO 24. CASCARAS Y ESTRUCTURAS PLEGADAS	 305
24.1. Definición y bases para el dimensionamiento	305
24.2. -Simplificaciones de las hipótesis de carga	305
.1. Acción de la nieve	305
.2. Acción del viento	305
24.3. Estudio del pandeo por abollamiento	305
24.4. Dimensionamiento	306

24.5.	Detalles constructivos	307
CAPITULO 25. ELEMENTOS COMPRIMIDOS		309
25.1.	Campo de validez	309
25.2.	-Columnas armadas con estribos	309
.1.	Espesor mínimo	309
.2.	Armaduras	310
.2.1.	Armadura longitudinal	310
.2.2.	Armadura de estribos en elementos comprimidos	312
25.3.	-Elementos comprimidos zunchados	314
.1.	Principios generales	314
.2.	Espesor mínimo y resistencia del hormigón	314
.3.	Armadura longitudinal	314
.4.	Armadura helicoidal (zunchos)	314
25.4.	Columnas o elementos comprimidos de hormigón simple	314
25.5.	-Tabiques	315
.1.	Principios generales	315
.2.	Arriostramientos de tabiques portantes	315
.3.	Espesor mínimo de los tabiques	316
.3.1.	Requerimientos generales	316
.3.2.	Tabiques con sección rectangular maciza	316
.4.	Hipótesis para el dimensionamiento y verificación de la seguridad a pandeo	317
.4.1.	Excentricidad del punto de aplicación de la carga	317
.4.2.	Longitud de pandeo	317
.4.3.	Verificación de la seguridad a pandeo	318
.5.	Detalles constructivos	318
5.1.	Tabiques sin armar	318
5.2.	Tabiques armados	319
CAPITULO 26. HORMIGON PRETENSADO		321
26.1.	-Generalidades	321
.1.	Campo de validez	321
.2.	Conceptos	321
.2.1.	Designación de las partes componentes de una sección	321

26.1.2.2.	Grado de pretensado	322
.2.3.	Diferenciación del pretensado en función del momento en que se efectúa	322
.2.4.	Diferenciación del pretensado en función del tipo de adherencia con el hormigón	322
26.2.	-Directivas complementarias	323
.1.	Campo de validez	323
.2.	Requisitos para el acero y el sistema de pretensado	323
.3.	Requisitos para la Documentación Técnica	323
.4.	Requisitos para el Personal Técnico Responsable	323
26.3.	-Materiales	324
.1.	Hormigón	324
.1.1.	Elementos postesados	324
.1.2.	Elementos pretensados con adherencia directa	324
.2.	Acero para pretensado	324
.3.	Inyección de vainas	325
26.4.	Comprobación de la calidad de los materiales y métodos	325
26.5.	-Realización del pretensado	325
.1.	Edad del hormigón al efectuar el pretensado	325
.2.	Dispositivos para el tesado	327
.3.	Procedimiento y mediciones para el tesado	327
26.6.	-Bases para el detalle constructivo y para la ejecución	328
.1.	Armadura no tesa	328
.2.	Recubrimiento de los elementos tensores y separación entre los mismos	328
.3.	Soldadura	331
.4.	Vainas	331
.5.	Colocación de los elementos tensores y protección contra la corrosión del acero de pretensado	331
.5.1.	Generalidades	331
.5.2.	Protección contra la corrosión hasta inyección	332
.5.3.	Elementos tensores prearmados	333
.6.	Obtención de la adherencia a posteriori	333

26.6.7.	Armadura mínima	334
.7.1.	Generalidades	334
.7.2.	Armadura superficial de losas	334
.7.3.	Armadura de corte en las losas actuantes como cordones de viga (efecto de placa)	336
.7.4.	Armadura longitudinal de almas de vigas	336
.7.5.	Armadura de corte en el alma de las vigas	336
.7.6.	Armadura longitudinal en la zona de los apoyos de estructuras continuas de puentes y estructuras similares	337
.8.	Limitación de la fisuración por temperatura y retracción	337
26.7.	-Bases de cálculo	337
.1.	Verificaciones exigidas	337
.2.	Módulo de elasticidad de los aceros	338
.3.	Módulo de elasticidad longitudinal y transversal del hormigón	338
.4.	Contribución del hormigón en la zona traccionada	339
.5.	Secciones completadas a posteriori	339
.6.	Momentos de apoyo	339
26.8.	-Pérdidas por relajación del acero, retracción y fluencia lenta del hormigón	340
.1.	Definiciones y Campo de Validez	340
.2.	Acero para pretensado	340
.3.	Fluencia lenta del hormigón	340
.4.	Retracción	341
.5.	Espesor ficticio del elemento constructivo	343
.6.	Edad efectiva del hormigón	345
.7.	Consideración de los efectos debidos a la fluencia lenta y a la retracción del hormigón	345
.7.1.	Generalidades	345
.7.2.	Modificación de las cargas	346
.7.3.	Particularidades en elementos premoldeados	346
26.9.	Cargas de servicio, ubicación más desfavorable de las cargas, caso de cargas especiales en elementos premoldeados	346
.1.	Generalidades	346

26.9.2.	-Estados de carga	347
.2.1.	Pretensado	347
.2.2.	Cargas permanentes	347
.2.3.	Sobrecarga, viento y nieve	347
.2.4.	Relajación, fluencia lenta y retracción	347
.2.5.	Influencias térmicas	347
.2.6.	Influencias por descensos de apoyos	347
.3.	Combinaciones de estados de carga	347
.4.	Estados de carga particulares para elementos premoldeados pretensados	348
26.10.	-Limitación de la fisuración en elementos pretensados	348
.1.	Casos en que se permiten tensiones de tracción	348
.1.1.	Con pretensado total	348
.1.2.	Con pretensado limitado	349
.2.	Verificación para la limitación de las aberturas de las fisuras	349
.2.1.	Zona traccionada precomprimida	349
.2.2.	Zona comprimida	352
.3.	Juntas de trabajo aproximadamente normales a la dirección portante	352
.4.	Juntas de trabajo con acoplamiento de los elementos tensores	352
26.11.	-Verificación de la seguridad a rotura para flexión simple, flexión compuesta y esfuerzo axial	354
.1.	Carga de rotura de cálculo y factores de seguridad	354
.2.	Bases de cálculo	355
.2.1.	Generalidades	355
.2.2.	Diagrama tensión-deformación del acero	355
.2.3.	Diagrama tensión-deformación del hormigón	356
.2.4.	Estados límites de deformación (planos límites)	356
.3.	Verificación para los estados de carga anteriores a la inyección	358
26.12.	-Tensiones principales y verificación de los esfuerzos de corte	359
.1.	Generalidades	359
.2.	Verificación de tensiones bajo cargas de servicio	360

26.12.3.	Verificación de tensiones de corte bajo cargas de rotura	360
.3.1.	Generalidades	360
.3.2.	Verificación de tensiones principales de compresión en la zona "a"	361
.3.3.	Verificación de tensiones de corte y tensiones principales de compresión en la zona "b"	362
.4.	Dimensionamiento de la armadura de corte	363
.4.1.	Generalidades	363
.4.2.	Armadura para la absorción de los esfuerzos de corte	364
.4.3.	Armadura para torsión	365
.5.	Apoyo indirecto	366
.6.	Verificación en la zona de introducción del pretensado	366
.7.	Secciones completadas a posteriori	367
.8.	Juntas de trabajo con acoplamientos	367
.9.	Punzonado	368
26.13.	Verificación de la adherencia entre los elementos tensores y el hormigón	368
26.14.	-Anclaje y acoplamiento de los elementos tensores, cobertura del diagrama de tracciones	369
.1.	Generalidades	369
.2.	Anclaje por adherencia	369
.3.	Verificación del decalaje	371
.4.	Anclajes en el interior de la estructura	372
26.15.	-Tensiones admisibles	373
.1.	Tabla de valores admisibles	373
.2.	Tensiones admisibles de compresión bajo cargas localizadas	373
.3.	Tensiones admisibles en la zona de compresión precomprimida	373
.4.	Sobretesado en elementos tensores con fricción	373
.5.	Tensiones admisibles de tracción en elementos premoldeados durante el transporte	374

26.15.6.	Tensiones transversales de flexión en elementos con armadura no tesa	374
.7.	Tensiones admisibles para acero de pretensado	374
.8.	Elementos tensores curvos	374
.9.	Verificaciones bajo cargas no predominantemente estáticas	375
.9.1.	Generalidades	375
.9.2.	Anclaje en los extremos con elementos de anclaje y acoplamientos	375
.9.3.	Anclajes en los extremos de elementos tensores con adherencia directa	376

ANEXOS AL CAPITULO 26

CAPITULO 27.	HORMIGON PRETENSADO. INYECCION DE VAINAS	383
27.1.	-Generalidades	383
.1.	Campo de validez	383
27.2.	-Requisitos para la mezcla de inyección	383
.1.	Generalidades	383
.2.	Fluidez de la mezcla de inyección	384
.3.	Exudación de la mezcla de inyección	384
.4.	Resistencia mecánica a compresión	384
.5.	Resistencia a las heladas	385
27.3.	-Componentes básicos y composición de la mezcla de inyección	385
.1.	Cemento	385
.2.	Agua	385
.3.	Aditivos	386
.4.	Adiciones minerales pulverulentas	386
.5.	Agregados	386
.6.	Razón agua/cemento	386
27.4.	-Dosificación, mezclado e inyección	386
.1.	Dosificación	386
.2.	Mezclado	386
.3.	Vainas	387
.4.	Inyección	387
27.5.	Protección provisional contra la corrosión	388

27.6.	Medidas de protección e inyección con bajas temperaturas	388
27.7.	-Controles a realizar sobre la mezcla de inyección	389
.1.	Ensayo de aptitud (ensayo previo)	389
.2.	Ensayos de calidad	389
.3.	Resistencia a edades menores	390
27.8.	-Métodos de ensayo	390
.1.	Ensayo para la determinación de la fluidez	390
.2.	Ensayo de exudación y estabilidad volumétrica y de resistencia mecánica a compresión	392
.3.	Control de la resistencia mecánica a compresión	393
27.9.	Registros	393

CAPITULO 15. PRINCIPIOS PARA LA DETERMINACION DE LAS SOLICITACIONES

15.1. DETERMINACION DE LAS SOLICITACIONES

15.1.1. Generalidades

Las solicitaciones características se obtendrán para las superposiciones de acciones (estados de cargas) que puedan presentarse durante el uso o período de construcción de la estructura, de acuerdo con lo indicado en este Reglamento y con lo siguiente:

- 1) Las acciones permanentes originadas por el peso propio de la estructura y por las acciones debidas a la ocupación y el uso, según el Reglamento CIRSOC 101 "Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de estructuras de edificios".
- 2) La acción del viento, según el Reglamento CIRSOC 102 "Acción del viento sobre las construcciones".
- 3) Las acciones sísmicas, según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 "Normas Argentinas para las Construcciones Sismorresistentes"
- 4) Las acciones resultantes de la nieve y del hielo, según el Reglamento CIRSOC 104 "Acción de la nieve y del hielo sobre las construcciones".
- 5) Las acciones térmicas pueden ser determinadas según la Recomendación CIRSOC 107 "Acción térmica climática sobre las construcciones".

Otras acciones como por ejemplo: máquinas, equipos, vehículos, etc. se deben ajustar a lo estipulado en los reglamentos especiales o si éstos no existieran, el Profesional Responsable deberá justificar los valores que adopte. Se admite una superposición de acciones (combinación de estados de carga) según la Recomendación CIRSOC 105 solamente cuando pueda ser aplicada en forma íntegra.

Se considerará también, la rigidez espacial, la estabilidad y si fuera necesario, la redistribución desfavorable de solicitaciones por fluencia lenta.

15.1.2. Determinación de las solicitaciones características originadas por cargas

Para la determinación de las solicitaciones características se ubicarán las

sobrecargas en la posición más desfavorable. Si fuera necesario se determinará ésta mediante líneas de influencia. Cuando las sobrecargas a considerar sean uniformemente distribuidas, bastará, en general, disponerlas por tramos enteros en la ubicación más desfavorable.

Las solicitaciones características en estructuras hiperestáticas, se determinarán mediante métodos basados en la teoría de la elasticidad, pudiéndose tomar, en general, los valores de las secciones según el estado I, con o sin la inclusión de las secciones de acero multiplicadas por diez.

En construcciones corrientes (ver el artículo 2.1.1.), se podrá hacer la redistribución de momentos, para losas, vigas y vigas placa continuas (ver el artículo 15.4.1.1.), con luces de hasta 12 m y con momento de inercia constante, de la manera siguiente: los momentos en los apoyos calculados según las indicaciones que anteceden podrán disminuirse o aumentarse en un 15% con respecto a sus valores máximos siempre que se respeten las condiciones de equilibrio para la determinación de los correspondientes momentos flexores en los tramos. Si se va a hacer la redistribución conviene que se garantice la ductilidad con la elección de una cuantía tal que excluya la falla prematura en compresión.

En base a estos principios básicos, se admite la aplicación de procedimientos aproximados como por ejemplo los indicados en el Cuaderno 240.

Con respecto a la rigidez torsional y a los momentos torsores ver el artículo 15.5.

El coeficiente de dilatación transversal a adoptar será $\mu = 0,2$. Para simplificar se podrá usar también $\mu = 0$.

15.1.3. Determinación de las solicitaciones características originadas por coacción

La influencia de la contracción por secado (retracción), variación de temperatura, descenso de apoyos, etc. se contemplará de acuerdo con lo siguiente:

- a) Si la suma de las solicitaciones se modifica esencialmente en sentido desfavorable, será obligatoria su consideración.
- b) Si la suma de las solicitaciones es modificada favorablemente se permitirá su consideración.

En el primer caso podrá no tenerse en cuenta la disminución de la rigidez por la fisuración (estado II). En el segundo caso será obligatoria la consideración de la disminución de la rigidez por fisuración (estado II) (ver el Cua-

derno 240). Se permite tener en cuenta en las sollicitaciones por coacción el efecto favorable de la fluencia lenta del hormigón.

Se podrá prescindir en general del cálculo de las influencias de la fluencia lenta, la contracción por secado y la variación de la temperatura, en las construcciones que hayan sido subdivididas adecuadamente mediante juntas de dilatación (ver el artículo 14.6.1.).

15.2. LUCES DE CALCULO

En los casos en los que la luz de la viga ℓ no está inequívocamente fijada por el tipo de apoyos (por ejemplo: apoyos articulados fijos o apoyos móviles) valdrán las siguientes reglas:

- a) En el caso de la hipótesis de viga simplemente apoyada, se tomará como luz de cálculo la distancia entre los tercios internos de la superficie de apoyo (baricentro de las tensiones de apoyo supuestas distribuidas triangularmente).

Si la superficie de apoyo es muy grande, se podrá tomar, como luz de cálculo, la luz libre incrementada en un 5%. De ambos será determinante el valor menor.

- b) En el caso de empotramiento se tomará como luz de cálculo la distancia entre centros de apoyos o la luz libre incrementada en un 5%. Es determinante el menor de los dos valores.

- c) Para estructuras continuas se tomará la distancia entre centros de apoyos, columnas o vigas de apoyo.

Sobre requerimientos mínimos referentes a la profundidad de los apoyos y longitudes de anclaje, ver los artículos 18.7.4., 18.7.5., 20.1.2. y 21.1.1.

15.3. ANCHO COLABORANTE DE LAS VIGAS PLACA

El ancho colaborante de las vigas placa, se determinará de acuerdo con la teoría de la elasticidad. El Cuaderno 240 contiene indicaciones simplificadas.

15.4. MOMENTOS FLEXORES

15.4.1. Momentos flexores en vigas y losas armadas en una dirección

15.4.1.1. Generalidades

En general se podrán calcular las losas y vigas continuas como apoyadas sobre vínculos sin restricción al giro. Las losas entre vigas metálicas o vi-

gas premoldeadas, sólo se podrán considerar como continuas, cuando el plano superior de la losa esté por lo menos a 4 cm sobre el borde superior de la viga y además se prolongue por sobre la viga la armadura necesaria para absorber los momentos flexores originados por la discontinuidad.

15.4.1.2. Momentos en las secciones de apoyo

Cuando han sido supuestos en el cálculo apoyos sin restricción al giro, se podrán redondear el diagrama de momentos sobre los apoyos en forma parabólica, según las figuras 2 y 3.

Si existen refuerzos (cartelas) la altura útil de éstos no podrá tomarse mayor que la que corresponde a una pendiente 1:3 de las cartelas (ver la figura 3).

En el caso de losas y vigas de construcciones corrientes, vinculadas a sus apoyos con rigidez flexional, es suficiente determinar el máximo momento en el borde del apoyo, según la figura 3.

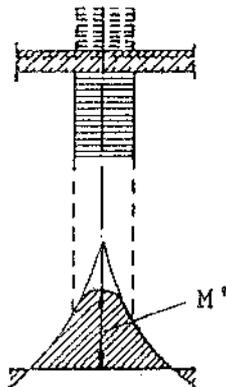


Figura 2. Reducción del diagrama de momentos flexores sobre un apoyo en el cual la pieza no está rígidamente conectada, por ejemplo en el caso de apoyo sobre una pared.

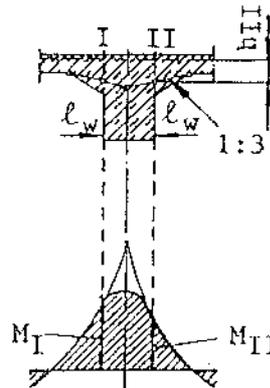


Figura 3. Reducción del diagrama de momentos flexores sobre un apoyo en el cual la pieza está rígidamente conectada, y momentos de dimensionamiento correspondientes.

En el caso de carga uniformemente distribuida y si se prescinde de un análisis más exacto (por ejemplo: la consideración del empotramiento elástico en el apoyo), se tomará para dicho momento como valor mínimo:

en el primer apoyo interno del tramo estructural

$$M = q \frac{l_w^2}{10} \quad (9)$$

en los demás apoyos internos
$$M = q \frac{l_w^2}{12} \quad (10)$$

siendo:

l_w la luz libre.

Para otro tipo de carga se procederá análogamente.

15.4.1.3. Momentos positivos en los tramos

Si se prescinde de un análisis más exacto (por ejemplo: la consideración del empotramiento elástico en los apoyos) los valores mínimos positivos a considerar serán los correspondientes a la hipótesis de doble empotramiento y, en el caso de tramos extremos, el correspondiente a empotramiento unilateral en el primer apoyo interno.

15.4.1.4. Momentos negativos en los tramos

Cuando se trata de estructuras continuas con restricción de giro en los apoyos, calculadas sin tener en cuenta el impedimento del giro ocasionado por aquellos, los momentos negativos en el tramo originados por las sobrecargas, podrán afectarse con el siguiente factor:

- 0,50 en el caso de losas continuas macizas o nervuradas
- 0,70 en el caso de vigas continuas

15.4.1.5. Consideración del empotramiento de borde

En el cálculo del momento positivo en el tramo extremo sólo se tendrá en cuenta un empotramiento parcial en el apoyo extremo si puede ser asegurado por disposiciones constructivas y verificado mediante el cálculo (ver el artículo 15.4.2.). La rigidez a torsión de las vigas sólo puede considerarse si es tomada correspondientemente a la realidad (ver el Cuaderno 240), y en estado II cuando corresponda. Caso contrario, se despreciará la rigidez a torsión y se procederá según el artículo 15.5., último párrafo.

15.4.2. Momentos flexores en estructuras aporticadas

En estructuras de edificios se podrán despreciar, en general, los momentos flexores originados bajo cargas verticales en columnas interiores unidas rígidamente a vigas y losas de hormigón armado, siempre que todas las fuerzas horizontales, bajo cargas de servicio, sean absorbidas por tabiques de arriostamiento.

Las columnas de borde, en cambio, se tendrán que verificar siempre como pies de pórticos unidos rígidamente con losas, vigas o vigas placa. Cuando el e-

fecto de pórtico en las columnas de borde no se determina con mayor exactitud, los momentos de las esquinas pueden determinarse con la ayuda de procedimientos aproximados indicados en el Cuaderno 240. Para tabiques de hormigón armado unidos con losas de hormigón armado, se procederá en forma análoga.

15.5. TORSION

La verificación de la absorción de los momentos torsores en elementos estructurales (vigas, vigas placa, etc.) sólo será necesaria si se la requiere para el equilibrio. Se podrá prescindir de la rigidez a torsión de los elementos estructurales en la determinación de las solicitaciones características. Si se tiene en cuenta la rigidez a torsión, se deberá considerar la mayor disminución de la rigidez a torsión en relación a la rigidez a flexión, cuando se pasa del estado I al estado II, fisurado. Sin embargo si se prescinde de la rigidez a torsión, se tendrá que contemplar, mediante armadura constructiva, la existencia de tales momentos torsores y su introducción en las estructuras de apoyo.

15.6. ESFUERZOS DE CORTE

En el caso de edificios, los esfuerzos de corte determinantes para el cálculo de las tensiones de corte y de adherencia pueden tomarse simplificadaamente; se tomarán del estado de carga correspondiente a una carga total en todos los tramos, teniendo en cuenta la continuidad y empotramientos, cuando corresponda. Si las luces no son iguales, sólo se podrá hacer esta simplificación (carga total) cuando la relación de luces de tramos vecinos no sea menor que 0,7.

En los tramos con importantes reducciones de sección (aberturas, o apreciable variación de altura), se tendrá en cuenta para la determinación del esfuerzo de corte en la zona debilitada, la carga parcial más desfavorable.

15.7. REACCIONES DE APOYO

Las reacciones de apoyo que vigas y vigas placa, losas y losas nervuradas transmiten a otros elementos estructurales, en general se podrán determinar prescindiendo de la continuidad, en la hipótesis que las estructuras están libremente apoyadas en todos los apoyos interiores.

Será obligatorio tener en cuenta el efecto de la continuidad en la determinación de las reacciones en el primer apoyo interno. También es obligatorio hacerlo en todos los apoyos internos cuando la relación entre luces de tramos adyacentes sea menor que 0,7.

Para losas armadas en dos direcciones, rige el artículo 20.1.5.

15.8. RIGIDEZ Y ESTABILIDAD DEL CONJUNTO

15.8.1. Hipótesis generales

Se deberá cuidar especialmente la rigidez espacial y la estabilidad de las estructuras. Se deberán evitar, en lo posible, las estructuras en las que la falla o agotamiento de un elemento origine el colapso de una serie de otros elementos estructurales (por ejemplo: vigas Gerber con articulaciones en tramos sucesivos).

Si en una estructura no es evidente que estén aseguradas la rigidez y la estabilidad, será necesaria una verificación numérica de la estabilidad de los elementos arriostrantes horizontales y verticales. En estos cálculos se deberán tener en cuenta las imperfecciones constructivas (tolerancias en las medidas) y las excentricidades no previstas, según el artículo 15.8.2.

Si los elementos arriostrantes son de gran flexibilidad, en la determinación de las solicitaciones se deberán tener en cuenta, adicionalmente, las deformaciones. De esta última verificación se podrá prescindir cuando, por ejemplo, los elementos arriostrantes verticales estén formados por tabiques o cajas de escaleras y éstos satisfagan la expresión adimensional (11).

$$\alpha = h \sqrt{\frac{N}{E_b \cdot I}} \quad (11) \quad \begin{array}{ll} \alpha \leq 0,6 & \text{para } n \geq 4 \\ \alpha \leq 0,2 + 0,1 n & \text{para } 1 \leq n \leq 4 \end{array}$$

siendo:

- h la altura del edificio sobre el nivel de empotramiento de los elementos arriostrantes verticales;
- $E_b \cdot I$ la suma de las rigideces a la flexión de todos los elementos arriostrantes verticales en estado I, de acuerdo con la teoría de la elasticidad (para E_b ver tabla 16, artículo 16.2.2.);
- N la suma de todas las cargas verticales del edificio;
- n el número de pisos.

Esta expresión fue deducida en función de las siguientes hipótesis ideales:

- 1) Los elementos arriostrantes están distribuidos en la planta de tal forma que el centro de gravedad G y el centro de esfuerzo cortante C coincidan en un mismo punto de la sección de la planta (secciones simétricas respecto de los dos ejes).
- 2) La sección del elemento individual de arriostramiento es constante a lo largo de todo el edificio y de pared delgada en el sentido del alabeo por torsión.

- 3) Las cargas verticales son iguales en todos los pisos y están aplicadas en forma simétrica.
- 4) La resultante de las cargas verticales incide en el centro de gravedad de la sección arriostrante completa.
- 5) La altura de todos los pisos es constante.
- 6) Las losas son rígidas en su plano.

Además se admite que las estructuras arriostrantes verticales permanecen en estado I (no fisurado).

Si no se cumple la hipótesis 1) habrá que calcular adicionalmente la torsión.

Si se tienen en cuenta para el arriostramiento tabiques de mampostería, se los debe incluir con sus módulos de elasticidad.

Además se los debe calcular como tabiques portantes. Deberán ser dimensionados para todas las cargas que sobre ellos actúan.

(Ver el anexo a este artículo).

15.8.2. Imperfecciones constructivas y excentricidades no previstas de las cargas verticales

15.8.2.1. Hipótesis de proyecto

Previendo defectos de ejecución (discrepancia de medidas) y para considerar excentricidades no previstas, se deberá tener en cuenta en el cálculo una desviación respecto de la vertical de los ejes baricéntricos de todas las columnas y paredes. Este estado de carga "desviación vertical" deberá tomarse con carga total.

Para la verificación de los elementos arriostrantes horizontales se procederá según el artículo 15.8.2.2. Para la verificación de los elementos arriostrantes verticales se procederá según el artículo 15.8.2.3. No se hallan incluidas en esta verificación las desviaciones respecto de la vertical debidas a asentamientos diferenciales y giros de las fundaciones y deberán considerarse por separado si son de importancia.

15.8.2.2. Elementos horizontales de arriostramiento

En edificios de varios pisos, las losas de piso deben dimensionarse para absorber las fuerzas horizontales en su plano. En estado de carga "desviación

vertical" se considerará, para los elementos arriostrantes horizontales, como una inclinación ϕ_1 de todas las columnas y paredes que deben ser arriostradas, en los pisos inmediato superior e inferior al elemento arriostrante horizontal considerado. Se deberá prever la inclinación ϕ_1 en la posición más desfavorable y con el valor dado por la ecuación (12) (ver la figura 4).

$$\phi_1 = \pm \frac{1}{200 \sqrt{h_1}} \quad (12)$$

siendo:

ϕ_1 el ángulo en radianes entre la vertical y los ejes de columnas y tabiques a arriostrar;

h_1 el promedio, en metros, de la altura de los pisos superior e inferior al elemento horizontal de arriostramiento.

La introducción de los esfuerzos horizontales que surgen de la ecuación (12) en los elementos de arriostramiento verticales, debe verificarse solamente en los puntos de unión de ambos elementos de arriostramiento.

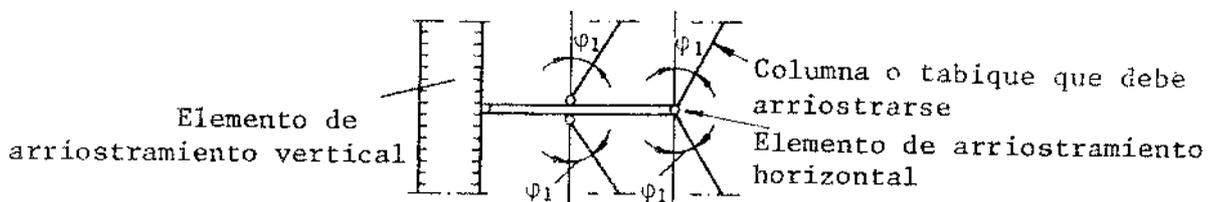


Figura 4. Inclinación ϕ_1 de todas las columnas y tabiques arriostrados

15.8.2.3. Elementos verticales de arriostramiento

En los elementos de arriostramiento verticales (por ejemplo: cajas de escalera o tabiques) se formará el estado de carga "desviación vertical" mediante una inclinación ϕ_2 de todos los elementos verticales, tanto arriostrantes como arriostrados. Se deberá prever la inclinación ϕ_2 en la posición más desfavorable y con el valor dado por la ecuación (13) (ver la figura 5).

$$\phi_2 = \pm \frac{1}{100 \sqrt{h}} \quad (13)$$

siendo:

ϕ_2 el ángulo en radianes entre la vertical y los ejes de los elementos

verticales arriostrantes y arriostrados;

- h la altura del edificio, en metros, sobre el nivel de empotramiento de los elementos verticales de arriostramiento.

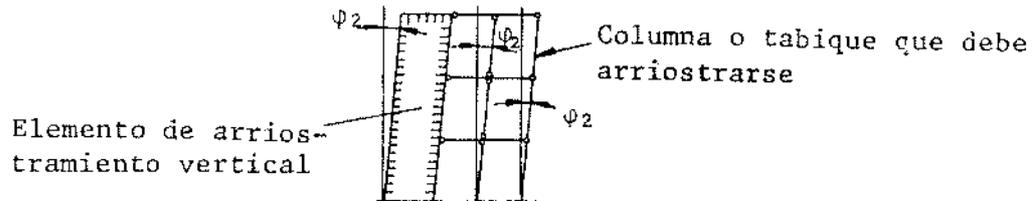


Figura 5. Inclinación ϕ_2 de todos los componentes verticales de arriostramiento y a ser arriostradas

ANEXOS AL CAPITULO 15

INDICE

15.8.1. HIPOTESIS GENERALES SOBRE RIGIDEZ Y ESTABILIDAD
DEL CONJUNTO

A.15 - 1

ANEXOS AL CAPITULO 15

15.8.1. HIPOTESIS GENERALES SOBRE RIGIDEZ Y ESTABILIDAD DEL CONJUNTO

La expresión (11) se refiere a tabiques arriostrantes, paredes, cajas de ascensores, y supone que permanecen en estado I.

En el caso de variación de la rigidez a lo largo del elemento arriostrante vertical conviene utilizar una rigidez equivalente.

Si eventualmente se quiere incluir la rigidez de un pórtico, se podrá utilizar una rigidez a flexión ideal igualando la flecha del pórtico en el último piso con la de una ménsula de momento de inercia ideal, sujeta al mismo estado de cargas que el pórtico múltiple.

Para la determinación de la flecha de pórtico, habrá que tener en cuenta la rigidez disminuida del mismo al pasar a estado fisurado. Además deben existir siempre como elementos arriostrantes verticales primordiales, estructuras en forma de tabiques (muros, cajas de ascensores, etc.).

La fórmula (11) supone que los momentos de 2º orden resultantes son menores que 1,1 veces los momentos de 1º orden.

Ver la Conferencia del Prof. Dr. Ing. König; "Proyecto y Cálculo de Edificios altos de hormigón armado", publicados por el CIRSOC año 1981, donde se cita abundante bibliografía adicional.

CAPITULO 16. BASES PARA EL CALCULO DE LAS DEFORMACIONES

16.1. CAMPO DE APLICACION

Los artículos siguientes se utilizarán para la determinación:

- a) de las sollicitaciones por coacción (ver el artículo 15.1.3.)
- b) de la seguridad a pandeo (ver el artículo 17.4.)
- c) de la limitación de las deformaciones (ver el artículo 17.7.)

Ellos describen el comportamiento promedio de los materiales en cuanto a su deformación. Se permiten simplificaciones que estén del lado de la seguridad (ver por ejemplo el Cuaderno 240).

16.2. DEFORMACIONES BAJO CARGAS DE SERVICIO

16.2.1. Acero

Los diagramas tensión - deformación de los aceros para hormigón se representan en la figura 8 (ver el artículo 17.2.1.). Como módulo de elasticidad del acero E_s se tomará $210\ 000\ \text{MN/m}^2$ ($2\ 100\ 000\ \text{kgf/cm}^2$) tanto para tracción como para compresión.

16.2.2. Hormigón

Para el cálculo de las deformaciones del hormigón bajo cargas de servicio se admitirá un módulo de elasticidad constante E_b igual para compresión y para tracción. Su valor figura en la tabla 16, en función del tipo de resistencia. Estos valores se pueden utilizar sólo para hormigones de densidad normal.

En los casos en que sea de importancia la consideración del coeficiente de dilatación transversal μ , se debe usar $\mu = 0,2$ (ver el artículo 15.1.2.).

Tabla 16. Valores de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón.

	1	2	3	4	5	6	7	8
1	Tipo de resistencia	H-8	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
2	Módulo de elasticidad E_b en MN/m^2 *	17 500	24 000	27 500	30 000	34 000	37 000	39 000

*1 $\text{MN/m}^2 \approx 10\ \text{kgf/cm}^2$

16.2.3. Hormigón armado

Para el cálculo de las deformaciones de elementos de hormigón armado bajo cargas de servicio valen las bases de cálculo indicadas en los dos artículos anteriores 16.2.1. y 16.2.2. Bajo cargas de servicio puede estimarse aproximadamente una colaboración del hormigón a tracción mediante la hipótesis de una sección de armadura traccionada incrementada en un 10%.

16.3. DEFORMACIONES BAJO CARGAS SUPERIORES A LAS DE SERVICIO

Para el cálculo de deformaciones del hormigón en elementos estructurales armados o sin armar, bajo cargas de corta duración pero superiores a las cargas de servicio (por ejemplo: en la verificación a pandeo según el artículo 17.4.) se podrá usar el diagrama simplificado σ - ϵ de la figura 6 en vez del diagrama de la figura 7 (artículo 17.2.1.).

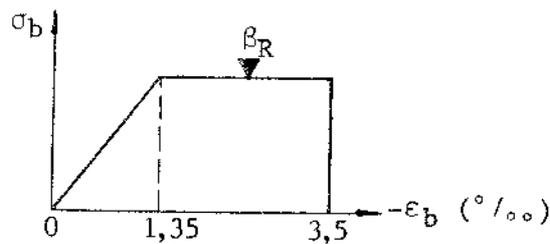


Figura 6. Diagrama tensión - deformación del hormigón para la verificación de deformaciones bajo cargas superiores a las de servicio.

16.4. FLUENCIA LENTA Y CONTRACCION POR SECADO DEL HORMIGON

La fluencia lenta y la contracción por secado dependen principalmente de la humedad ambiente, del contenido de cemento y agua del hormigón, así como de las dimensiones exteriores del elemento estructural. La fluencia lenta depende además del grado de endurecimiento del hormigón al aplicarse las cargas y del tipo, magnitud y duración de la sollicitación del hormigón. Para estructuras de hormigón armado puede en general prescindirse de una verificación.

Si se desea verificarlo se hará de acuerdo con los artículos 26.8.3. y 26.8.4. de este Reglamento.

16.5. VARIACIONES DE TEMPERATURA

Para la verificación de las sollicitaciones y deformaciones originadas por variaciones de temperatura, será suficiente, en general, admitir que la tempera-

tura es uniforme en toda la estructura.

Las variaciones medias de temperatura en la estructura originadas por influencias climáticas se indican en la Recomendación CIRSOC 107: "Acción térmica climática sobre las Construcciones".

En elementos estructurales cuyas dimensiones mínimas sean 70 cm o más, se reducirán en 1/3 los valores así obtenidos; para elementos estructurales protegidos mediante rellenos (terraplenes) o disposiciones similares, se tomará la mitad de dichos valores.

En construcciones al aire libre y en el caso de calcular las sollicitaciones por coacción en el estado II, los valores obtenidos se incrementarán en 5 K. Si se producen considerables diferencias de temperatura dentro de un elemento estructural, o en elementos estructurales rígidamente unidos entre sí, se deberá considerar su influencia.

Como coeficiente de dilatación térmica se tomará para el hormigón y para las armaduras:

$$\alpha_T = 10^{-5} \text{ K}^{-1}$$

si no se comprueba en algún caso particular, mediante ensayos, un valor distinto para el hormigón.

CAPITULO 17. DIMENSIONAMIENTO

17.1. PRINCIPIOS GENERALES

17.1.1. Margen de seguridad

El dimensionamiento debe garantizar:

- 1) Un margen de seguridad suficiente entre las cargas de servicio y las cargas de rotura.
- 2) Un adecuado funcionamiento de la estructura bajo las cargas de servicio.

Para flexión simple, flexión compuesta y esfuerzo axial el dimensionamiento debe efectuarse según el artículo 17.2., teniendo en cuenta la variación no lineal entre tensiones y deformaciones. La seguridad se considera suficiente cuando las sollicitaciones que teóricamente puede absorber la sección en estado de agotamiento o límite (ver el artículo 17.2.1) sean por lo menos iguales a las sollicitaciones originadas por las cargas de servicio, multiplicadas por el coeficiente de seguridad γ indicado en el artículo 17.2.2. Los valores del momento flexor y del esfuerzo axial que resulten de la combinación más desfavorable, se deben multiplicar por el coeficiente de seguridad γ (ver el anexo a este artículo).

Para el dimensionamiento a corte y torsión, el margen de seguridad se obtiene limitando las tensiones bajo cargas de servicio (ver el artículo 17.5.).

Las tensiones indicadas en la Tabla 18 permiten obtener una seguridad mínima de $\gamma = 1,75$.

17.1.2. Campo de validez

Las directivas de cálculo que se indican en los artículos siguientes corresponden en general a la teoría de barras y valen para vigas con $\ell_0/h \geq 2$ y para voladizos con $\ell_k/h \geq 1$:

siendo:

ℓ_0 la distancia entre puntos de momento nulo;

ℓ_k la luz del voladizo;

h la distancia entre el baricentro de la armadura traccionada y el borde comprimido de la sección de hormigón.

Para vigas de gran altura ver el Capítulo 23.

Los aceros de $\beta_S = 500 \text{ MN/m}^2$ (5 000 kgf/cm²) y $\beta_S = 600 \text{ MN/m}^2$ (6 000 kgf/cm²) es tán tratados en la Recomendación CIRSOC 201-1: "Acero para Hormigón Armado con $\beta_S = 500 \text{ MN/m}^2$ y $\beta_S = 600 \text{ MN/m}^2$ ".

17.1.3. Comportamiento bajo las cargas de servicio

Se debe verificar el comportamiento adecuado de la sección bajo cargas de servicio, de acuerdo con las directivas dadas en los artículos 17.6. a 17.8., que se refieren a la fisuración, a la limitación de las deformaciones y a la limitación de las tensiones del acero bajo cargas móviles. Al respecto pueden determinarse las tensiones bajo cargas de servicio, admitiendo un comportamiento elástico lineal del acero y del hormigón, y la hipótesis de que las deformaciones son proporcionales a sus distancias al eje neutro. Tanto para la determinación de las características estáticas de las secciones, como para el cálculo de las tensiones puede aceptarse, en todos los casos, que la relación entre los módulos de elasticidad del acero y del hormigón es $n = 10$.

La tensión del acero puede determinarse aproximadamente según la ecuación (14) usando para z los valores correspondientes al cálculo según el artículo 17.2.1. y para M_S , el momento con relación a la armadura traccionada.

$$\sigma_s = \frac{l}{A_S} \cdot \left(\frac{M_S}{z} + N \right) \quad (14)$$

siendo:

- σ_s la tensión del acero;
- A_S la sección de armadura traccionada;
- M_S el momento referido al baricentro de la armadura traccionada;
- z el brazo elástico de los esfuerzos internos;
- N el esfuerzo axil (con signo negativo cuando es de compresión).

17.2. DIMENSIONAMIENTO PARA FLEXION SIMPLE Y COMPUESTA Y PARA SOLICITACION AXIL

17.2.1. Principios para la determinación de los esfuerzos de rotura

Las directivas que siguen rigen para estructuras sometidas a flexión simple, flexión compuesta y esfuerzo axil, pudiendo admitirse que las deformaciones específicas de las distintas fibras de la sección son proporcionales a sus distancias al eje neutro (ver el artículo 17.1.2.).

Los diagramas σ - ϵ del acero y del hormigón que se admiten para el dimensionamiento según el artículo 17.1.1. se indican en las figuras 7 y 8. Para ma-

llas soldadas compuestas de barras lisas, la tensión de fluencia a introducir en el cálculo no puede ser mayor que $\beta_S = 420 \text{ MN/m}^2$ (4 200 kgf/cm^2).

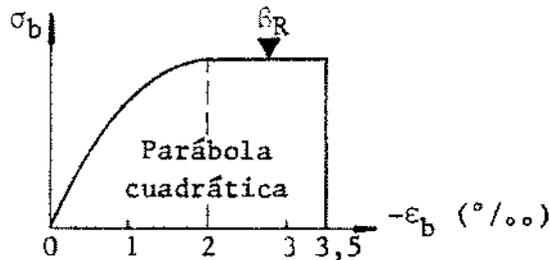


Figura 7. Valores de cálculo para la curva tensión - deformación del hormigón.

Tabla 17. Valores de cálculo β_R de la resistencia del hormigón en MN/m^2 *

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1 Resistencias características del hormigón σ'_{bk} (ver Tabla 3)		4	8	13	17	21	30	38	47
2 Valores de cálculo β_R (ver anexo a este art)		3,5	7,0	10,5	14	17,5	23	27	30

* 1 $\text{MN/m}^2 \approx 10 \text{ kgf/cm}^2$

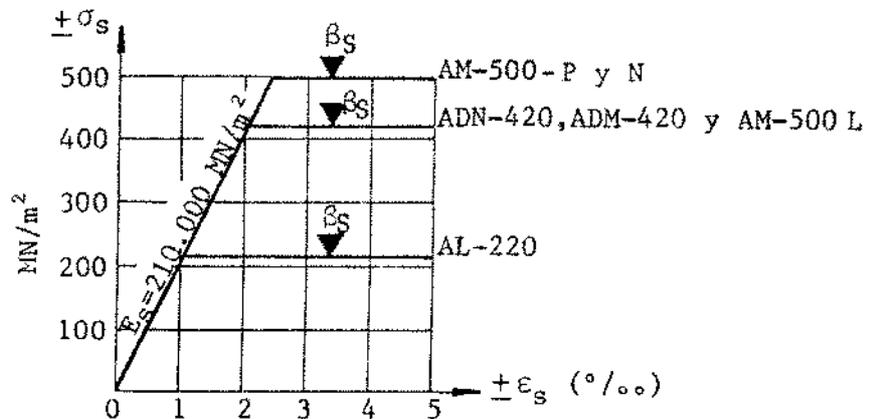


Figura 8. Valores de cálculo para las curvas tensión - deformación de los aceros para hormigón.

El diagrama de deformaciones de la figura 9 indica en cada caso el estado límite o de agotamiento. Estas bases de dimensionamiento son de aplicación para cualquier forma de sección transversal. Para facilitar el dimensionamiento también puede usarse para el hormigón, el diagrama σ - ϵ de la figura 6 del artículo 16.3, o la distribución rectangular de tensiones que se indica en el Cuaderno 220 y en el anexo a este artículo.

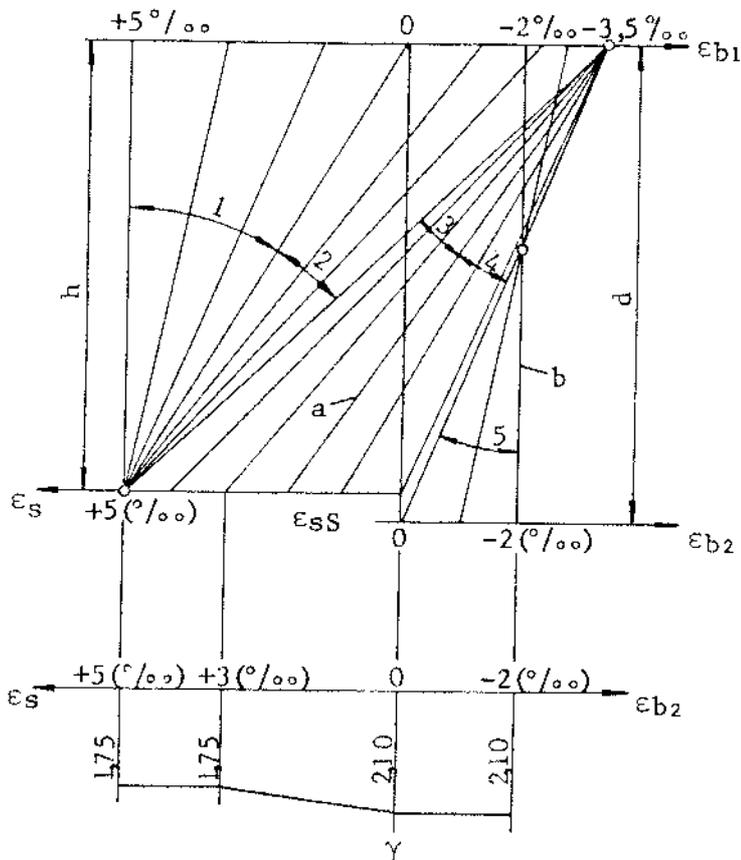


Figura 9. Diagrama de deformación correspondiente a los estados límites o de agotamiento y diagrama de coeficientes de seguridad.

- Zona 1: tracción céntrica y con pequeña excentricidad.
- Zona 2: flexión simple o compuesta hasta el agotamiento de la resistencia del hormigón ($|\epsilon_{b1}| \leq 3,5\text{‰}$) y con el aprovechamiento de la tensión de fluencia en el acero ($\epsilon_s > \epsilon_{SS}$).
- Zona 3: flexión simple o compuesta con el aprovechamiento de la resistencia

del hormigón y de la tensión de fluencia en el acero.

Línea a: Traza del plano límite correspondiente a la tensión de fluencia en el acero ($\epsilon_s = \epsilon_{sS}$).

Zona 4: flexión compuesta sin llegar al límite de fluencia del acero ($\epsilon_s < \epsilon_{sS}$) y con agotamiento de la resistencia del hormigón.

Zona 5: compresión céntrica y flexocompresión con pequeña excentricidad. En esta zona es $\epsilon_{b1} = - 3,5\% - 0,75 \epsilon_{b2}$; por lo tanto para compresión céntrica (línea b) $\epsilon_{b1} = \epsilon_{b2} = - 2\%$.

No se debe considerar la colaboración del hormigón a tracción.

Como armadura de una misma sección pueden considerarse indistintamente todos los tipos de acero indicados en la Tabla 10 con los valores de resistencia allí fijados y con los correspondientes diagramas σ - ϵ según la figura 8.

En los elementos constructivos con altura $h < 10$ cm se deben aumentar las sollicitaciones (M,N) para el dimensionamiento, en la relación

$$15/(h+5) \quad (h \text{ expresada en cm})$$

En el caso de elementos portantes planos ejecutados en fábrica (por ejemplo losas y tabiques), destinados a construcciones de menor importancia, de una sola planta (por ejemplo galpones) los esfuerzos característicos (M,N) no necesitan ser aumentados.

En el Cuaderno 220 se incluyen elementos auxiliares para el dimensionamiento, que se basan en los principios anteriores.

17.2.2. Coefficiente de seguridad

Los coeficientes de seguridad para hormigón armado en el caso de las sollicitaciones originadas por cargas son:

$\gamma = 1,75$ para agotamiento de la sección con preaviso;

$\gamma = 2,10$ para agotamiento de la sección sin preaviso.

Las sollicitaciones originadas por coacción se pueden considerar en el cálculo, con un coeficiente de seguridad menor, $\gamma = 1$ (ver, sin embargo, el artículo 17.6.1.).

El criterio a tener en cuenta para el agotamiento con preaviso es la fisuración originada por la deformación de la armadura traccionada. Se puede considerar agotamiento con preaviso cuando la deformación específica de cálculo de la armadura, según la figura 9, es $\epsilon_s \geq 3\%$. Agotamiento sin preaviso se

considera cuando $\varepsilon_s \leq 0\%$. Entre ambos valores el coeficiente de seguridad puede interpolarse linealmente (ver la figura 9).

Con respecto al coeficiente de seguridad para el hormigón simple, ver el artículo 17.9.; y para el manipuleo y montaje de elementos premoldeados, el artículo 19.2. En el proyecto de estructuras resistentes de hormigón en las que se considere necesario una mejor evaluación del coeficiente de seguridad, se procederá a su dimensionamiento según la Recomendación CIRSOC 106 "Dimensionamiento del coeficiente de seguridad", y en ningún caso se podrá adoptar un valor inferior a los establecidos en el presente artículo.

17.2.3. Valores máximos de la armadura longitudinal

La armadura de acero en una sección, aún en la zona de empalmes por yuxtaposición, no puede sobrepasar el 9% de A_b , y, para el hormigón H-13, no más del 5% de A_b . En todos los casos la armadura resultante debe permitir la perfecta colocación y compactación del hormigón. En la determinación de la carga de agotamiento, la sección de armadura de compresión A'_s puede considerarse, como máximo, con un valor igual al de la sección de armadura del lado traccionado o menos comprimido A_s . En la zona con flexión predominante, la armadura comprimida no debe superar en lo posible el 1% de A_b .

Con respecto a la armadura mínima a colocar en diversos elementos estructurales, ver el anexo a este artículo y los Capítulos 18 a 25.

17.3. DIRECTIVAS ADICIONALES PARA EL DIMENSIONAMIENTO A COMPRESION

17.3.1. Generalidades

Mientras no se indique lo contrario, para el dimensionamiento a compresión rigen el artículo 17.4. y el Capítulo 25.

17.3.2. Elementos comprimidos zunchados

Se consideran elementos zunchados a aquellos elementos comprimidos cuya armadura longitudinal está abrazada por una armadura en forma de hélice circular que produce la formación de un estado triaxial de tensiones favorables. La hélice debe prolongarse hacia los elementos constructivos vecinos. Sólo se puede prescindir de ésto si el incremento de capacidad portante correspondiente al zuncho se halla asegurado por otras disposiciones, y si además dichos elementos constructivos están suficientemente asegurados para absorber los esfuerzos transversales o de hendimiento.

El incremento de la capacidad portante de los elementos zunchados dado por la ecuación (15) sólo puede considerarse cuando se cumplan las tres condiciones siguientes:

- 1) Hormigón H-21 o de resistencia mayor ($\sigma'_{bk} \geq 21 \text{ MN/m}^2$ (210 kgf/cm²)).
- 2) Esbeltez del elemento $\lambda \leq 50$ (λ correspondiente a la sección total).
- 3) Excentricidad $e \leq d_k/8$.

Se deben tener en cuenta los momentos adicionales de 2° orden, los que pueden calcularse aproximadamente, con las directivas del artículo 17.4.3..

Mientras los elementos comprimidos zunchados puedan ser considerados como columnas internas comprimidas céntricamente (ver el artículo 15.4.2.), puede prescindirse de la verificación de la seguridad a pandeo, si están empotrados en ambos extremos y $h_s/d \leq 5$.

siendo:

h_s la altura de piso;

d el diámetro de la columna zunchada.

El incremento de la carga de rotura de un elemento zunchado ΔN_u , con respecto a la carga de rotura N_u , calculada según los artículos 17.1. y 17.2., de un elemento simplemente estribado de iguales dimensiones exteriores, se determina mediante la ecuación (15).

$$\Delta N_u = \left[v \cdot A_w \cdot \beta_{Sw} - (A_b - A_k) \cdot \beta_R \right] \cdot \left(1 - \frac{8M}{N \cdot d_k} \right) \geq 0 \quad (15)$$

donde para:

Tipo de hormigón		H-21	H-30	H-38	H-47
v	$\lambda \leq 10$	1,6	1,7	1,8	1,9
	$20 \leq \lambda \leq 50$	0,8	0,85	0,9	0,95

Para esbelteces $10 < \lambda < 20$ los valores de v deben interpolarse linealmente. Además el valor $A_w \cdot \beta_{Sw}$ debe cumplir la ecuación (16).

$$A_w \cdot \beta_{Sw} \leq \delta \left[(2,3 A_b - 1,4 A_k) \cdot \beta_R + A_s \cdot \beta_S \right] \quad (16)$$

donde para:

H	21	30	38	47
δ	0,42	0,39	0,37	0,36

siendo, en las ecuaciones (15) y (16):

$$A_w = \pi \cdot d_k \cdot A_{sw} / s_w ;$$

d_k el diámetro del núcleo = diámetro del eje de la hélice;

A_{sw} el área de la sección transversal de la barra de la hélice;

s_w el paso de la hélice;

β_{sw} el límite de fluencia del acero de la hélice;

A_b el área total de la sección transversal de la pieza comprimida;

A_k el área de la sección del núcleo = $\pi d_k^2 / 4$;

ν ver el anexo a este artículo;

δ ver el anexo a este artículo;

A_s el área total de la sección transversal de la armadura longitudinal;

M, N el momento flexor y el esfuerzo axil bajo la carga de servicio, respectivamente;

β_R se tomará de la Tabla 17 del artículo 17.2.1.;

β_S se tomará de la figura 8 del artículo 17.2.1. para $\epsilon_s = 2\%$;

17.3.3. Tensiones admisibles de compresión bajo cargas localizadas

Quando se aplica una carga de compresión F sólo a la sección parcial A_1 (superficie de contacto) de la sección total, se permiten en ella las tensiones σ_1 según la ecuación (17). Las tensiones de hendimiento originadas por debajo de A_1 deben absorberse, (por ejemplo, mediante una armadura adecuada).

$$\sigma_1 = \frac{\beta_R}{2,1} \sqrt{\frac{A}{A_1}} \leq 1,4 \beta_R \quad (17)$$

La superficie de repartición A prevista en el cálculo para la absorción de la fuerza F , debe cumplir los siguientes requisitos (ver la figura 10):

- a) La altura disponible para la distribución de la carga en la dirección de la carga F , debe cumplir con las condiciones indicadas en la figura 10.
- b) En la dirección de la carga deben coincidir los baricentros de la superficie de repartición A y de la superficie de contacto A_1 .
- c) Las dimensiones de la superficie de repartición A pueden tener en cada dirección, a lo sumo, el triple del valor de las dimensiones correspondientes de la superficie de contacto A_1 .
- d) Si sobre la sección de hormigón actúan varias cargas de compresión F , las superficies de distribución teóricas no deben superponerse dentro de la altura h .

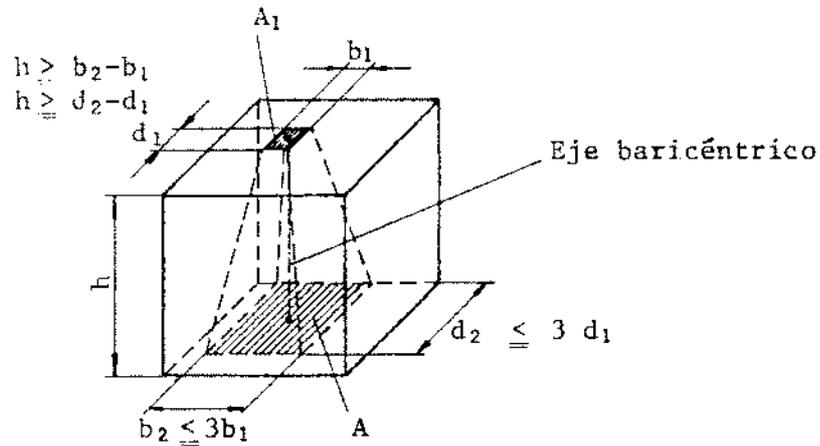


Figura 10. Superficie de repartición de cálculo.

17.3.4. Tensiones admisibles de compresión en las juntas de mortero

En las juntas de mortero de poco espesor (para las uniones de elementos pre-moldeados y elementos de relleno), ejecutadas con mortero de cemento, (de acuerdo con el artículo 6.8.1.), y una relación:

$$\frac{b}{d} \geq 7$$

siendo:

b el ancho mínimo portante;

d el espesor de la junta.

las tensiones de compresión pueden calcularse de acuerdo con la ecuación (17). Para ello se debe reemplazar;

A_1 por el área de la sección de la junta de mortero;

A por el área de la sección menor de los elementos concurrentes;

β_R por la tensión de cálculo del hormigón de los elementos concurrentes según la Tabla 17.

Si la tensión de compresión en la junta de mortero sobrepasa el valor $\beta_R/2,1$

del hormigón de los elementos concurrentes, se deberá verificar la absorción de los esfuerzos de hendimiento en dichos elementos concurrentes (por ejemplo: mediante armadura).

Para juntas de mayor espesor ($b/d < 7$) rigen las directivas dadas en el artículo 17.2.

17.4. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD A PANDEO

17.4.1. Disposiciones generales

Como complemento del cálculo de las solicitaciones en el sistema no deformado, de acuerdo con el artículo 17.2., se debe realizar para los elementos sometidos a compresión o flexocompresión una verificación de la capacidad portante teniendo en cuenta la deformación de la barra, (verificación de la seguridad a pandeo según la teoría de 2° orden).

Para elementos comprimidos de mediana esbeltez ($20 < \lambda \leq 70$) esta verificación se puede hacer también, aproximadamente, siguiendo las directivas del artículo 17.4.3. Para elementos comprimidos de gran esbeltez ($\lambda > 70$), esta verificación debe realizarse de acuerdo con el artículo 17.4.4. No se admiten esbelteces $\lambda > 200$. Si un elemento puede pandear en dos direcciones, se debe observar el artículo 17.4.8. Para el pandeo de elementos de hormigón simple se aplica el artículo 17.9.

Se puede prescindir de la verificación a pandeo:

a) para una esbeltez $\lambda \leq 70$, si la excentricidad relativa de la carga es $e/d \geq 3,50$.

b) para una esbeltez $\lambda > 70$, si la excentricidad relativa es $e/d \geq 3,50 \cdot \frac{\lambda}{70}$

También se puede prescindir de la verificación a pandeo, en el caso de las columnas interiores que pueden considerarse céntricamente cargadas (ver el artículo 15.4.2.) y empotradas en ambos extremos, cuando su esbeltez sea $\lambda \leq 45$. En este caso se debe tomar para el cálculo como longitud de pandeo s_k , la altura del piso. El Cuaderno 220 contiene indicaciones más precisas.

17.4.2. Determinación de la longitud de pandeo

En general, se adopta como longitud de pandeo de elementos comprimidos de eje recto o curvilíneo, la distancia entre puntos de inflexión de la deformada correspondiente a la configuración de pandeo. La longitud de pandeo se puede determinar como la longitud de la columna biarticulada con igual carga

crítica (método de la columna de Euler equivalente) por procedimiento de la teoría de la elasticidad, teniendo en cuenta los desplazamientos y rotaciones de los extremos vinculados (ver en el Cuaderno 220, la determinación de las longitudes de pandeo para los casos que más frecuentemente aparecen en la práctica).

Los elementos comprimidos de estructuras suficientemente arriostradas pueden considerarse como elementos con extremos no desplazables. Se puede considerar una estructura como suficientemente arriostrada, sin verificación especial, si se cumplen las condiciones de la ecuación (11) del artículo 15.8.1.

17.4.3. Elementos comprimidos de hormigón armado de mediana esbeltez

Para elementos comprimidos de hormigón armado de sección transversal constante y de esbeltez $\lambda = s_K/i \leq 70$, puede determinarse aproximadamente la influencia de la excentricidad no prevista y de la deformación de la pieza, mediante un dimensionamiento en el tercio central de la longitud de pandeo, teniendo en cuenta una excentricidad adicional f , dada por las ecuaciones (18), (19) ó (20). Para f se deben adoptar los siguientes valores:

$$0 \leq e/d < 0,30 \quad f = d \frac{\lambda - 20}{100} \cdot \sqrt{0,10 + e/d} \geq 0 \quad (18)$$

$$0,30 \leq e/d < 2,50 \quad f = d \frac{\lambda - 20}{160} \geq 0 \quad (19)$$

$$2,50 \leq e/d \leq 3,50 \quad f = d \frac{\lambda - 20}{160} \cdot (3,50 - e/d) \geq 0 \quad (20)$$

siendo:

$\lambda = s_K/i > 20$ la esbeltez;

s_K la longitud de pandeo;

$i = \sqrt{I_b/A_b}$ el radio de giro en la dirección de pandeo, referido a la sección de hormigón;

I_b el momento de inercia de la sección de hormigón;

A_b el área de la sección transversal de hormigón;

$e = \left| \frac{M}{N} \right|$ la máxima excentricidad prevista, bajo cargas de servicio, en el tercio central de la longitud de pandeo;

d la dimensión de la sección transversal en la dirección de pandeo.

En sistemas desplazables los extremos de las piezas se encuentran en el tercio central de la longitud de pandeo. Por lo tanto se hará la verificación a pandeo mediante un dimensionamiento en los extremos de la pieza, teniendo

en cuenta la excentricidad adicional f .

El Cuaderno 220 proporciona procedimientos de análisis simplificados.

17.4.4. Elementos comprimidos de hormigón armado de gran esbeltez

La seguridad a pandeo de elementos comprimidos de hormigón armado de esbeltez $\lambda = s_k/i > 70$ se considera satisfactoria si se verifica que es posible una configuración de equilibrio estable, bajo las cargas de servicio dispuestas en la ubicación más desfavorable y multiplicadas por el coeficiente de seguridad $\gamma = 1,75$, teniendo en cuenta la deformación de la pieza (teoría de 2º orden). Además deben cumplirse las condiciones exigidas en los artículos 17.2.1. y 17.2.2. para las solicitaciones bajo cargas de servicio en el sistema no deformado. No se puede colocar una armadura menor que la que sirvió de base para el cálculo de la deformación de 2º orden.

Para el cálculo de las solicitaciones en el sistema deformado, necesarias para la verificación a pandeo, rigen las siguientes hipótesis:

- a) Se usarán los diagramas σ - ϵ para acero y hormigón dados en el artículo 17.2.1. En forma simplificada puede usarse para el hormigón el diagrama σ - ϵ de la figura 6.

No puede considerarse la colaboración del hormigón a tracción.

- b) Adicionalmente a la excentricidad prevista, se debe suponer una excentricidad (o una curvatura de la pieza) no prevista, según el artículo 17.4.6. actuando en el sentido más desfavorable. Cuando corresponda se considerarán las deformaciones por fluencia lenta según el artículo 17.4.7. Se puede prescindir en general de las deformaciones debidas a la influencia de la temperatura y de la retracción.

- c) Puede prescindirse de la limitación de tensiones del acero para cargas no predominantemente estáticas, exigida en el artículo 17.8.

En el Cuaderno 220 se indican métodos aproximados para verificar la seguridad a pandeo y elementos auxiliares de cálculo para llevar a cabo análisis más exactos.

17.4.5. Elementos que aseguran el empotramiento

Si para la verificación a pandeo de una pieza se ha supuesto el empotramiento de los extremos de ésta en elementos contiguos (por ejemplo una columna empotrada en la viga de un pórtico) se deben verificar, en el caso de estructuras desplazables, también los elementos que materializan el empotra-

miento, teniendo en cuenta las solicitaciones adicionales. Esto rige especialmente si la estabilidad del elemento comprimido depende de un solo elemento empotrante (por ejemplo base de un pilar).

En las estructuras indesplazables o estructuras suficientemente arriostradas de construcciones corrientes, se puede prescindir de la verificación numérica de la absorción de estas solicitaciones adicionales en los elementos arriostrados contiguos.

17.4.6. Excentricidades no previstas

Las excentricidades no previstas y las desviaciones constructivas inevitables deben tenerse en cuenta mediante la admisión de una deformación adicional afín a la configuración de pandeo del elemento comprimido en estudio, con un valor que en el punto de máxima deformación debe ser igual a:

$$e_v = s_k/300 \quad (21)$$

siendo:

s_k la longitud de pandeo de la pieza.

Esta deformación se puede considerar en forma simplificada mediante un desarrollo lineal por tramos del eje de la barra, o mediante una excentricidad adicional de las cargas.

La excentricidad no prevista puede reducirse, previa justificación y aprobación en cada caso particular, en las estructuras especiales (por ejemplo, pilares de puentes y torres para antenas) con una altura total de más de 50 m, y una ubicación claramente definida del punto de aplicación de las cargas, siempre que en su ejecución se eviten las desviaciones respecto del proyecto mediante recaudos especiales, como por ejemplo la plomada óptica.

17.4.7. Consideración de la fluencia lenta

En general, las deformaciones por fluencia lenta sólo se deben tener en cuenta cuando la esbeltez del elemento comprimido, en sistemas no desplazables, es $\lambda > 70$, y en sistemas desplazables, $\lambda > 45$, y cuando simultáneamente la excentricidad prevista de la carga es $e/d < 2$.

Las deformaciones por fluencia lenta deben determinarse para las cargas permanentes que actúan en el estado de servicio (eventualmente también las sobrecargas de larga duración) y partiendo de las deformaciones y excentricidades permanentes, incluyendo las excentricidades no previstas de acuerdo con la ecuación (21).

En el Cuaderno 220 se dan instrucciones para evaluar el efecto de la fluencia lenta.

17.4.8. Pandeo en dos direcciones

Si un elemento puede pandear en dos direcciones "y" y "z", (ejes principales de inercia), la verificación de la seguridad a pandeo puede realizarse por separado para cada una de las direcciones, siempre que las configuraciones de pandeo que correspondan a cada una de las direcciones no se superpongan en los tercios centrales. En el caso de secciones rectangulares, se puede efectuar la verificación a pandeo por separado para cada una de las direcciones principales de inercia, aún en el caso en que se superpongan los tercios centrales de las configuraciones de pandeo, siempre que:

$$\frac{\left| e_y / b \right|}{\left| e_z / d \right|} \leq 0,2$$

Las excentricidades e_y y e_z deben referirse al lado correspondiente a su dirección, (e_y/b es la excentricidad relativa menor).

En cada una de las dos verificaciones pueden considerarse en el cálculo todas las barras de la armadura, teniendo en cuenta el brazo interno que le corresponda en cada caso.

Cuando las configuraciones de pandeo se superpongan en el tercio central, la verificación a pandeo debe efectuarse para flexocompresión oblicua, pudiendo en general suponerse una configuración de pandeo libre de torsión.

La excentricidad no prevista e_y según la ecuación (21) está ubicada en el plano del par definido por el esfuerzo axial y se determinará en función de la mayor longitud de pandeo. Adicionalmente debe comprobarse si una verificación a pandeo a lo largo de un solo eje y en la dirección del lado menor no requiere eventualmente una sección de armadura mayor.

El Cuaderno 220 da un procedimiento aproximado.

17.4.9. Verificación del sistema en conjunto

Para sistemas aporticados se puede efectuar la verificación a pandeo en forma distinta a la indicada en el artículo 17.4.2., analizando el sistema en conjunto, bajo cargas de servicio multiplicadas por 1,75 de acuerdo con la teoría de 2º orden. En este caso se deben considerar las desviaciones del sis-

tema en conjunto, o deformaciones adicionales de acuerdo con el artículo 17.4.6. Las rigideces a flexión adoptadas para las distintas barras en el cálculo, deben corresponder adecuadamente a las secciones existentes y al estado de sollicitación obtenido.

17.5. DIMENSIONAMIENTO PARA ESFUERZOS DE CORTE Y TORSION

17.5.1. Principio general

La armadura de corte debe calcularse sin considerar la resistencia a la tracción del hormigón (ver también el artículo 17.1.1.)

17.5.2. Esfuerzo de corte determinante

En general, es determinante para el cálculo el máximo esfuerzo de corte en el borde del apoyo, calculado según las directivas del artículo 15.6. En el caso en que la reacción de apoyo es introducida en el borde inferior de la viga mediante tensiones de compresión (apoyo directo), puede procederse como sigue : para la determinación de las tensiones de corte y para el dimensionamiento de la armadura puede usarse la sollicitación de corte correspondiente a la sección distante $0,5 h$ del borde de apoyo (ver la figura 11). La parte del esfuerzo de corte correspondiente a una carga concentrada F , ubicada a una distancia $a \leq 2h$ del centro de apoyo, puede reducirse en la relación $a/2h$ (ver el anexo a este artículo). Se admite una variación lineal del esfuerzo de corte desde los valores máximos citados, hasta cero en el centro teórico del apoyo.

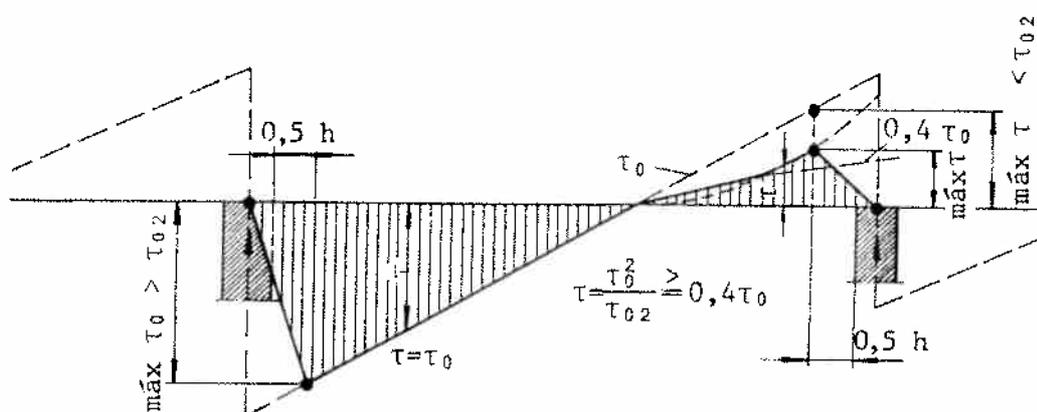


Figura 11. Valores básicos τ_0 y valores de dimensionamiento τ para el caso de apoyos directos.

Tabla 18. Límites de los valores básicos de la tensión de corte τ_0 en MN/m^2 * bajo la carga de servicio.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Elemento	Zona	Tensión de corte máx. τ_0	Valores límites de la tensión de corte τ_0 para los tipos de hormigón:						Verificación de la armadura de corte	
			H - 13	H - 17	H - 21	H - 30	H - 38	H - 47		
1a	1	τ_{011}	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50	0,55	No es necesaria (No obstante ver el artículo 17.5.5.)	Ninguna
1b			0,35	0,45	0,50	0,60	0,70	0,80		
2	2	τ_{02}	1,20	1,50	1,80	2,40	2,70	3,00	Necesaria	Se permite una armadura de corte reducida de acuerdo con la ecuación (25).
3	1	τ_{012}	0,50	0,65	0,75	1,00	1,10	1,25	No es necesaria	(ver el artículo 17.5.5.)
4	2	τ_{02}	1,20	1,50	1,80	2,40	2,70	3,00	Necesaria	Se permite una armadura de corte reducida de acuerdo con la ecuación (25)
5	3	τ_{03}	2,00	2,50	3,00	4,00	4,50	5,00	Necesaria	Armadura de corte total

1) Los valores del renglón 1-a valen para armadura escalonada, es decir, parcialmente anclada en la zona traccionada.

* $1\text{MN/m}^2 \approx 10\text{kgf/cm}^2$

La influencia de cambios de sección (cartelas, aberturas) sobre las tensiones de corte debe ser considerada si es desfavorable, y puede o no considerarse si es favorable.

17.5.3. Valores básicos de la tensión de corte

El valor básico de la tensión de corte no debe superar los valores límites dados en la Tabla 18.

Para elementos estructurales solicitados a flexión rige como valor básico τ_0 la tensión de corte a la altura del eje neutro en estado II. Si el ancho de la sección disminuye en la zona traccionada, el valor básico puede ser mayor en dicha zona y, por lo tanto, determinante. Esto vale también para flexión compuesta, mientras el eje neutro sea interior a la sección.

En las zonas de los elementos estructurales que presentan tensiones de compresión longitudinales en toda la sección (flexocompresión con eje neutro fuera de la sección), puede usarse como valor básico τ_0 , la magnitud de la máxima tensión principal de tracción, en estado I.

Para flexotracción con eje neutro fuera de la sección, puede prescindirse de la verificación de la armadura de corte, siempre que la tensión principal de tracción, determinada según el estado I, no supere los valores de los renglones 1-a, 1-b ó 3 de la Tabla 18. Como valor máximo admisible rige, sin embargo, el valor τ_0 correspondiente al esfuerzo de corte solo y calculado en estado II; esta tensión no debe ser mayor que los valores del renglón 4. El dimensionamiento de la armadura de corte debe hacerse también con el valor básico τ_0 correspondiente al esfuerzo de corte solo, sin que se pueda considerar la disminución de la armadura permitida para la zona 2 (ver el artículo 17.5.5.).

17.5.4. Criterios para el dimensionamiento de la armadura de corte

La armadura de corte debe dimensionarse para los esfuerzos de tracción actuantes en las barras de un reticulado ideal bajo cargas de servicio. La armadura de corte debe distribuirse de acuerdo con el diagrama de tensiones de corte (ver la figura 11), teniendo en cuenta las indicaciones del artículo 18.8. Las inclinaciones que pueden admitirse en las barras traccionadas del reticulado ideal respecto del eje de la viga son:

- a) para barras inclinadas: entre 45° y 60°
- b) para estribos: entre 45° y 90°

En el caso de flexotracción, la inclinación de las barras puede adaptarse a la menor inclinación de la dirección de las tensiones principales de tracción.

La inclinación de las diagonales comprimidas del reticulado ideal debe tomarse en general igual a 45° (armadura de corte total). Teniendo en cuenta las consideraciones del artículo 17.5.5. se puede admitir en las zonas 1 y 2 una menor inclinación de las diagonales comprimidas (armadura de corte minorada, de acuerdo con la ecuación (25)), pero solamente en el caso de cargas predominantemente estáticas.

La tensión admisible del acero puede tomarse igual a $\beta_S/1,75$, pero sin exceder 240 MN/m^2 (2400 kgf/cm^2). Los estribos (ver el artículo 18.8.2.) y los suplementos para el corte (ver el artículo 18.8.4.) hechos con mallas soldadas de acero AM - 500 - N pueden calcularse con una tensión admisible del acero de 286 MN/m^2 (2860 kgf/cm^2). En lo referente a las tensiones del acero para el caso de cargas no predominantemente estáticas ver el artículo 17.8. y respecto a la disposición de la armadura ver el artículo 18.8.

Para el dimensionamiento de la armadura de corte de elementos premoldeados, ver los artículos 19.4. y 19.7.2.; para hormigón armado con bloques de vidrio, el artículo 20.3., para losas nervuradas, el artículo 21.2.2.2., para losas con apoyos puntuales, el artículo 22.5. y para vigas de gran altura el artículo 23.3.

17.5.5. Reglas para el dimensionamiento de la armadura de corte

Las vigas rectangulares anchas ($b > 5d$) se pueden tratar como losas.

En el caso de introducción indirecta de las cargas o de apoyo indirecto, se debe prever siempre una armadura de suspensión de acuerdo con los artículos 18.10.2. y 18.10.3.

De acuerdo con la magnitud del $\text{máx } \tau_0$ (ver la Tabla 18) rigen las siguientes directivas para el cálculo de la armadura de corte, además de las indicadas en el artículo 18.8.:

Zona 1:

$$\text{máx } \tau_0 \leq \tau_{011} \quad \text{para losas}$$

$$\text{máx } \tau_0 \leq \tau_{012} \quad \text{para vigas}$$

En las losas se puede prescindir de la armadura de corte si el valor básico $\tau_0 < k_1 \cdot \tau_{011}$, donde k_1 viene dado por la siguiente expresión:

$$k_1 = \frac{0,2}{d} + 0,33 \quad (22)$$

$$1 \geq k_1 \geq 0,5$$

siendo:

d el espesor de la losa en metros.

Para losas con carga permanente, uniformemente distribuida y total (por ejemplo: relleno de tierra, reacción del suelo, presión hidrostática o cargas similares) y sin cargas concentradas importantes, se puede sustituir el coeficiente k_1 por k_2 , siendo:

$$k_2 = \frac{0,12}{d} + 0,6 \quad (23)$$

$$1 \geq k_2 \geq 0,7$$

En vigas (con excepción de dinteles de puertas y ventanas con $\ell \leq 2$ m) y en vigas placa y losas nervuradas (ver excepción en el artículo 21.2.2.2.) se debe disponer siempre una armadura de corte, que se determinará según la ecuación (24) con el valor de dimensionamiento τ .

$$\tau = 0,4 \tau_0 \quad (24)$$

La proporción de estribos que corresponde a dicha armadura de corte, se regirá por el artículo 18.8.2.2.

Zona 2:

$$\tau_{011} < \text{máx } \tau_0 \leq \tau_{02} \quad \text{para losas}$$

$$\tau_{012} < \text{máx } \tau_0 \leq \tau_{02} \quad \text{para vigas}$$

El valor básico τ_0 puede minorarse en todas las secciones al valor de dimensionamiento τ , de acuerdo con la ecuación (25). (τ es la tensión de cálculo para la armadura de corte minorada).

$$\tau = \frac{\tau_0^2 \text{ existente}}{\tau_{02}} \geq 0,4 \tau_0 \quad (25)$$

Con relación a la armadura minorada de corte en el caso de elementos premoldeados de hormigón ver los artículos 19.4. y 19.7.2.

Zona 3:

$$\tau_{02} < \text{máx } \tau_0 \leq \tau_{03}$$

Si el valor básico τ_0 se encuentra entre τ_{02} y τ_{03} , se debe usar para el dimensionamiento en toda la zona del diagrama de corte de igual signo, el valor básico τ_0 (tensión de cálculo para la armadura de corte total).

17.5.6. Dimensionamiento para torsión

La necesidad o no de realizar la verificación a torsión se indica en el artículo 15.5. El valor básico τ_T debe determinarse en base a las características de las secciones correspondientes al estado I, sin incluir la armadura y bajo las sollicitaciones originadas por las cargas de servicio.

Los valores básicos de τ_T no deben sobrepasar los valores τ_{02} de la Tabla 18, renglón 4; no se permite la minoración de acuerdo con la ecuación (25).

La verificación de la armadura de torsión es necesaria sólo cuando los valores básicos τ_T superan a $0,25 \tau_{02}$ del renglón 2 o del renglón 4 de la Tabla 18. La armadura de torsión debe dimensionarse para los esfuerzos de tracción principales inclinados, correspondientes a un reticulado espacial ideal, con barras comprimidas a 45° de inclinación.

La línea media del cajón reticulado espacial ideal pasa por los centros de las barras longitudinales de la armadura de torsión (barras de esquinas).

17.5.7. Dimensionamiento para corte y torsión

Si existen simultáneamente sollicitaciones de corte y torsión se deberá verificar que cada uno de los valores básicos τ_0 y τ_T , independientemente, no supere los valores máximos dados en los artículos 17.5.3. y 17.5.6. La suma de estos valores no debe superar el valor de τ_{02} de la Tabla 18, renglón 4, multiplicado por 1,30. Cuando la suma ($\tau_0 + \tau_T$) supere los valores de la Tabla 18, renglón 3 se debe dimensionar la armadura por separado, para los valores τ_0 de acuerdo con el artículo 17.5.5. y para τ_T de acuerdo con el artículo 17.5.6. Los valores así determinados para las armaduras deben sumarse.

17.6. LIMITACION DE LA FISURACION BAJO CARGAS DE SERVICIO

17.6.1. Disposiciones generales

Para garantizar la durabilidad y el buen comportamiento de las estructuras de hormigón armado en función del servicio a que están destinadas, se debe limitar la fisuración mediante una adecuada elección de cuantía, diámetro y tensión de la armadura (ver la Tabla 13 del artículo 13.2.1.).

La verificación de la fisuración de acuerdo con el artículo 17.6.2., es obligatoria en los siguientes casos:

- a) en tensores;
- b) en elementos con cargas no predominantemente estáticas;
- c) en el caso de solicitaciones importantes por coacción, cuando se ha tomado en el dimensionamiento un coeficiente de seguridad menor que el de las solicitaciones originadas por las cargas, según el artículo 17.2.2.;
- d) cuando se usan mallas con barras lisas.

Bajo cargas predominantemente estáticas es necesaria, o no, la verificación de la fisuración, teniendo en cuenta la clasificación de los elementos constructivos según el ambiente (Tabla 15), de acuerdo con lo que sigue:

- renglones 3 y 4	verificación necesaria
- renglón 2	verificación recomendada
- renglón 1	verificación no necesaria

Para construcciones corrientes (ver el artículo 2.1.1.) la verificación no es necesaria en los siguientes casos:

- a) Para losas macizas sometidas a flexión, de espesor $d \leq 16$ cm.
- b) Para vigas placa con la placa en la zona traccionada y el eje neutro en el alma, cuando la relación del ancho colaborante b_m al espesor del nervio b_0 sea mayor que tres.

$$b_m/b_0 > 3,0$$

Tabla 19. Diámetro límite, en milímetros, para la verificación de la fisuración.

1		2		3		4	
Elementos constructivos según Tabla 15, renglón:		1		2		3 y 4	
Ancho de fisura que puede esperarse (ver también el anexo a este artículo)		normal		pequeño		muy pequeño	
		a 1)	b 1)	a 1)	b 1)	a 1)	b 1)
2	Acero liso (I) AL - 220	28	28	28	25	28	18
3	Acero nervurado ADN - 420 (III) ADM - 420 (III)	28	16	20	12	14	8
4	Acero para mallas AM - 500 L (IV) liso	12	8,5	10	5	6	4
	AM - 500 P (IV) perf AM - 500 N (IV) nerv	12	12	12	7,5	8,5	5

1) Los valores de las columnas a valen para $\sigma_{sd} = 0,7 \cdot \beta_S/1,75$, los de las columnas b para $\sigma_{sd} = \beta_S/1,75$; sin embargo, para mallas de acero de barras lisas AM - 500 L se ha adoptado $\beta_S = 420 \text{ MN/m}^2 (4\ 200 \text{ kgf/cm}^2)$ (ver el artículo 17.2.1.). Con relación a σ_{sd} ver las explicaciones de la ecuación (26).

17.6.2. Verificación de la limitación de las aberturas de fisuración

En general, la verificación es necesaria sólo en las zonas donde la tensión del acero es máxima.

La verificación de la limitación de las aberturas de fisuración se considera satisfecha cuando se cumple una de las tres condiciones siguientes:

a) $\mu_z \leq 0,3\%$

(cuando toda la sección está solicitada a tracción rige $\mu_z \leq 0,15\%$ para cada cordón traccionado);

b) $d_s \leq$ diámetro límite de la Tabla 19;

$$c) d_s \leq r \cdot \frac{\mu_z}{\sigma_{sd}^2} \cdot 10^4 \quad (26)$$

siendo:

d_s el diámetro máximo de la armadura longitudinal (en milímetros);
 r el coeficiente para caracterizar la adherencia del acero, de acuerdo con la Tabla 19;

$\mu_z = 100 A_s/A_{bz}$ la cuantía de armadura, en porcentaje, referida al área de la sección traccionada A_{bz} . A_{bz} puede determinarse aproximadamente con el valor de k_x correspondiente al dimensionamiento según el artículo 17.2.1. (ver el Cuaderno 220). Así resulta para la sección traccionada rectangular $\mu_z = \mu/(1 - k_x)$, donde $\mu = 100 \frac{A_s}{b_o h}$.

σ_{sd} la tensión de tracción en el acero en MN/m^2 , de acuerdo con la ecuación (14) del artículo 17.1.3. bajo la acción de las cargas que actúan permanentemente. Esta parte de la carga puede estimarse normalmente en un 70% de la carga de servicio admisible, pero no menor que la carga permanente.

En la determinación de σ_{sd} también deben tenerse en cuenta las sollicitaciones por coacción que sean importantes.

Tabla 20. Coeficiente r para tener en cuenta las propiedades de adherencia del acero.

	1	2	3	4
1	Elementos constructivos de acuerdo con la Tabla 15 renglón	1	2	3 y 4
	Ancho de fisura que puede esperarse	normal	pequeño	muy pequeño
2	Barras lisas como armadura individual y para mallas (L)	60	40	25
3	Barras perfiladas para mallas (P)	80	60	35
4	Barras nervuradas como armadura individual y para mallas (N)	120	80	50

En el caso de flexotracción, cuando toda la sección está solicitada a tracción, la verificación según la ecuación (26) debe hacerse por separado para cada cordón de armadura. Para μ_z debe ponerse el porcentaje del cordón de armadura que se verifica, referido a la sección total.

Teniendo en cuenta los numerosos y frecuentemente aleatorios factores que influyen sobre la fisuración, las condiciones a), b) y c) sólo sirven como indicaciones para una adecuada elección de la armadura.

17.6.3. Reducción de la fisuración

En el caso que se quieran elementos prácticamente no fisurados, como en paredes de depósitos de líquidos, además de las verificaciones del artículo 17.6.2. se debe efectuar una verificación en estado I. Para tal fin se debe verificar que la tensión de comparación σ_V calculada mediante la ecuación (27), bajo las cargas de servicio y en estado I, no sea mayor que:

$$0,50 \sqrt[3]{\sigma_{bk}^{\prime 2}} \quad \text{expresada en MN/m}^2$$

y en caso de que los requerimientos de estanqueidad sean particularmente severos:

$$0,40 \sqrt[3]{\sigma_{bk}^{\prime 2}} \quad \text{expresada en MN/m}^2$$

con σ_{bk}^{\prime} de acuerdo con la Tabla 3.

Si existen solicitaciones de importancia por coacción y por tensiones propias, deben tenerse en cuenta para la determinación de σ_M y de σ_N :

$$\sigma_V = \eta (\sigma_N + \sigma_M) \quad (27)$$

siendo:

σ_N la tensión debida a las fuerzas axiales (negativa, si la tensión es de compresión);

σ_M la tensión debida a los momentos flexores (siempre se introducirá el valor con signo positivo);

η un coeficiente que es función del espesor ideal $d_i = d \left(1 + \frac{\sigma_N}{\sigma_M}\right)$ de acuerdo con la Tabla 21.

Tabla 21. Coeficiente η para el cálculo de la tensión de comparación σ_V .

	1	2
	Espesor ideal del elemento d_i (en cm)	Coeficiente η
1	≤ 10	1,0
2	20	1,3
3	40	1,6
4	≥ 60	1,8

17.7. LIMITACION DE LA DEFORMACION BAJO CARGAS DE SERVICIO

17.7.1. Requerimientos generales

Si una estructura es susceptible de sufrir daños o bien de verse afectada en su funcionalidad como resultado de las deformaciones, se debe:

- a) limitar la magnitud de esas deformaciones;
- b) tomar otras medidas para evitar los inconvenientes que la deformación excesiva pueda ocasionar.

La verificación de la limitación de la deformación puede realizarse mediante una limitación de la esbeltez a flexión, según el artículo 17.7.2.

17.7.2. Verificación simplificada por limitación de la esbeltez a flexión

La esbeltez límite ℓ_i/h de elementos solicitados a flexión, construidos con suficiente contraflecha de encofrado, no puede ser mayor que 35. En los elementos constructivos que reciben la carga de tabiques, la esbeltez debe ser $\ell_i/h \leq 150/\lambda_i$ (ℓ_i y h en metros), siempre que no pueda evitarse la fisuración de los tabiques mediante otros dispositivos.

Para los elementos flexados cuya flecha se origina principalmente por la carga actuante en el tramo, se puede calcular la esbeltez con una longitud ficticia $\ell_i = \alpha \cdot \ell$.

ℓ_i es la luz de una viga simplemente apoyada, de momento de inercia constante, que bajo carga uniformemente distribuida tiene la misma relación entre la flecha y la luz entre apoyos (f/ℓ) y la misma curvatura en el centro del tramo (M/EI), que el elemento que se estudia. Para vigas en voladizo es determinante, para el cálculo de ℓ_i , la flecha en el extremo libre y la curvatura en el empotramiento. Para losas apoyadas en cuatro lados es determinante la luz ficticia ℓ_i mínima y para las losas apoyadas en tres lados, la luz ficticia paralela al borde libre.

Para los casos que se presentan más a menudo en la práctica, el coeficiente α puede tomarse del Cuaderno 240.

17.7.3. Verificación numérica de las deformaciones

Para la estimación de las flechas iniciales y finales de un elemento constructivo rigen los fundamentos de cálculo de los artículos 16.2. y 16.4. El Cuaderno 240 contiene algunos métodos simplificados de cálculo.

17.8. LIMITACION DE LAS TENSIONES EN EL ACERO BAJO CARGAS DE SERVICIO NO PREDOMINANTEMENTE ESTATICAS

En el caso de carga no predominantemente estática solamente pueden emplearse tipos de acero cuya aptitud para el caso ha sido probada. Lo mismo rige para mallas soldadas.

Para el acero AL - 220 (I) no existen restricciones para la amplitud de las oscilaciones de tensión que aparecen bajo cargas de servicio.

Para el acero ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III) la amplitud de la oscilación no puede sobrepasar los siguientes valores bajo cargas de servicio:

- en partes rectas o de pequeña curvatura (diámetro del mandril de doblado $\geq 25 d_s$), 140 MN/m^2 (1400 kgf/cm^2);
- en todas las barras, en las zonas de doblado y en estribos: 110 MN/m^2 (1100 kgf/cm^2).

Para mallas de acero soldadas del tipo AM - 500 (IV) el rango de variación de las tensiones en el acero podrá ser de hasta 80 MN/m^2 (800 kgf/cm^2).

Los valores arriba indicados son válidos si las barras de armadura y las barras individuales de las mallas cumplen con los requerimientos del ensayo a la fatiga, por convenio previo, que se explica en la Disposición CIRSOC 251: "Aceros para estructuras de Hormigón Armado - Métodos de ensayo y Condiciones de Aceptación".

Como criterio simplificado de cálculo puede verificarse para el caso de flexión simple y en el acero tipo III que:

La parte ΔM del momento originada por cargas de oscilación frecuente, no debe sobrepasar el 60% del momento máximo en las barras rectas o débilmente curvadas, y el 45% en las barras dobladas. En la misma forma basta verificar para los estribos que el esfuerzo de corte ΔQ , originado por frecuentes cambios u oscilaciones de cargas, no sea mayor que el 45% del máximo esfuerzo de corte.

Análogamente para acero tipo IV empleado en mallas soldadas, el valor de ΔM no debe sobrepasar el 30% del momento máximo y en mallas soldadas para estribos, ΔQ debe ser menor que el 30% de Q máx.

En el caso de flexión compuesta es suficiente la misma verificación simplificada para la armadura traccionada, calculando ΔM con respecto al baricentro de la zona de compresión (teniendo en cuenta la armadura comprimida si corresponde).

Si las solicitaciones de la armadura son oscilantes (variando entre tracción y compresión), puede estimarse la tensión de compresión del acero en diez veces el valor de la tensión de compresión del hormigón a la altura del baricentro de la armadura. A los efectos, ésta puede calcularse admitiendo distribución lineal de tensiones según el estado I.

17.9. ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN SIMPLE

Para determinar la capacidad portante de los elementos comprimidos de hormigón simple deben usarse los diagramas σ - ϵ de las figuras 7 y 8, prescindiéndose de la colaboración del hormigón a tracción. Bajo cargas de servicio, el eje neutro puede desplazarse como máximo hasta el baricentro de la sección total. Simplificadamente puede usarse, para su determinación, una distribución lineal de tensiones.

Para la determinación de la capacidad portante se utilizan los siguientes coeficientes de seguridad:

- para hormigones de resistencia hasta la del tipo H-8, $\gamma = 3,00$
- para hormigones de resistencia correspondientes a H-13 y superiores, $\gamma = 2,50$

En el cálculo no se puede considerar una resistencia mayor que la correspondiente a un hormigón del tipo H-30.

En el Cuaderno 220 se da un método aproximado para el cálculo de secciones rectangulares de hormigón simple.

Las influencias de la esbeltez y de una excentricidad no prevista sobre la capacidad portante de los elementos comprimidos de hormigón simple pueden determinarse mediante el siguiente criterio: se disminuirá la capacidad portante multiplicándola por un coeficiente \mathcal{K} , según la ecuación (28)

$$\eta = 1 - \frac{\lambda}{140} \left(1 + \frac{m}{3}\right) \quad (28)$$

siendo:

- $m = e/k$ la excentricidad relativa del punto de aplicación de la carga en estado de servicio;
- $e = M/N$ la máxima excentricidad prevista de la carga de servicio en el tercio central de la longitud de pandeo;
- $k = W_d/A_b$ el radio del núcleo central, referido al borde comprimido (para secciones rectangulares $k = d/6$).

No son admisibles esbelteces $\lambda = \frac{SK}{i} > 70$.

Para el cálculo se puede ver también, el Cuaderno 220.

En elementos de hormigón simple puede admitirse una distribución de cargas hasta un ángulo de $26,5^\circ$, correspondiente a una inclinación 1:2 con respecto a la dirección de la carga.

En fundaciones de hormigón simple, en lugar de una distribución de la carga con una inclinación 1:2 con respecto a la dirección de la carga, se puede calcular con una inclinación 1:n. Los valores de n, en función del tipo de hormigón y de la presión P_s del suelo, se dan en la Tabla 22.

Tabla 22. Valores de n para la distribución de la carga

Presión del suelo P_s en kN/m^2 *	100	200	300	400	500
H - 4	1,6	2,0	2,0	no admisible	
H - 8	1,1	1,6	2,0	2,0	2,0
H - 13	1,0	1,3	1,6	1,8	2,0
H - 17	1,0	1,1	1,3	1,6	1,8
H - 21	1,0	1,0	1,2	1,4	1,6
H - 30	1,0	1,0	1,0	1,2	1,3

* $1 \text{ kN/m}^2 = 100 \text{ kgf/m}^2$

ANEXOS AL CAPITULO 17

INDICE

17.1.1. MARGEN DE SEGURIDAD	A.17 - 1
17.2.1. VALOR DE CALCULO DE LA RESISTENCIA A COMPRESION β_R	A.17 - 1
17.2.1. DIAGRAMA RECTANGULAR DE TENSIONES	A.17 - 1
17.2.3. ARMADURA LONGITUDINAL MINIMA	A.17 - 2
17.3.2. ELEMENTOS COMPRIMIDOS ZUNCHADOS	A.17 - 2
17.6.1. ANCHOS DE FISURA	A.17 - 3

ANEXOS AL CAPITULO 17

17.1.1. MARGEN DE SEGURIDAD

En el caso de flexocompresión con gran excentricidad cuando el momento flector y el esfuerzo axial corresponden a acciones independientes se recomienda verificar la combinación del momento mayorado adecuadamente y el esfuerzo axial sin mayorar. El requerimiento de armadura resulta, generalmente, algo mayor que en el caso de la mayoración de ambas sollicitaciones con el coeficiente de seguridad γ .

17.2.1. VALOR DE CALCULO DE LA RESISTENCIA A COMPRESION β_R

Bajo la acción de las cargas de larga duración, la resistencia se reduce a alrededor de 0,85 de la resistencia verificada en el ensayo de corta duración.

$$\beta_R \approx 0,85 \sigma'_{bk} \quad (\text{A.7})$$

Para $\sigma'_{bk} \geq 30 \text{ MN/m}^2$ (300 kgf/cm^2), el factor para obtener β_R , se reduce aún más, por razones de seguridad.

17.2.1. DIAGRAMA RECTANGULAR DE TENSIONES

Para poder solucionar con mayor facilidad los casos en que la zona de compresión no es rectangular, se permite, en lugar de una distribución de tensiones de acuerdo con la figura 7, considerar un diagrama rectangular de tensiones, según la figura A.3. Para que las diferencias con relación a un cálculo más exacto, realizado con el diagrama parabólico-rectangular sean las menores posibles, se introducen las siguientes reducciones:

- se adopta una tensión constante igual a $0,95 \beta_R$;
- y la altura del diagrama de tensiones se reduce a $0,8 x$.

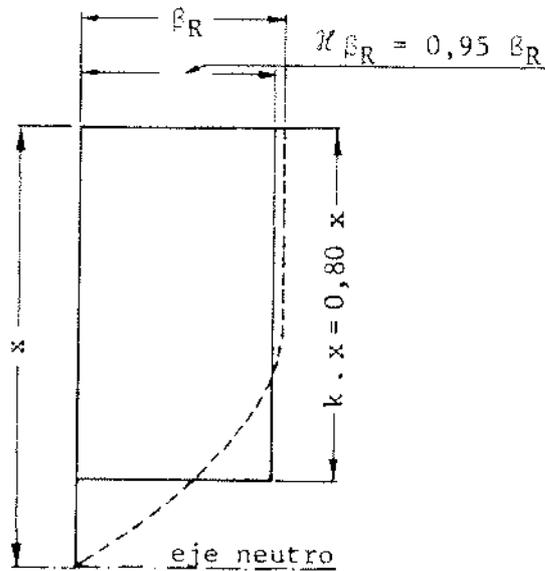


Figura A.3. Distribución de tensiones, como auxiliar del diagrama parabólico rectangular, para el dimensionamiento simplificado de secciones complicadas, para las cuales no hay tablas de dimensionamiento.

17.2.3. ARMADURA LONGITUDINAL MINIMA

Se recomienda como cuantía mecánica mínima para secciones rectangulares:

- para acero tipo I ($\beta_S = 220 \text{ MN/m}^2 (2\,200 \text{ kgf/cm}^2)$) $\bar{\mu}_0 = \mu_0 \frac{\beta_S}{\beta_R}$ $\bar{\mu}_0 = 0,05$
- para acero tipo III ($\beta_S = 420 \text{ MN/m}^2 (4\,200 \text{ kgf/cm}^2)$) $\bar{\mu}_0 = \mu_0 \frac{\beta_S}{\beta_R}$ $\bar{\mu}_0 = 0,03$

A este efecto, las vigas placa se consideran como sección rectangular de ancho igual al del nervio.

17.3.2. ELEMENTOS COMPRIMIDOS ZUNCHADOS

- El coeficiente ν tiene en cuenta la influencia de la deformación transversal impedida y el aumento de resistencia triaxial por efectos del zunchado.

- El coeficiente δ se obtiene de la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{2,1/1,25 - 1}{\nu} \quad (\text{A.8.})$$

siendo 1,25 el coeficiente de seguridad contra el descascaramiento.

17.5.2. ESFUERZO DE CORTE DETERMINANTE

Para obtener el valor de τ se recomienda no efectuar la reducción $a/2h$, en cambio si se la puede tener en cuenta para el dimensionamiento de la armadura de corte.

17.6.1. ANCHOS DE FISURA

Los anchos de fisura denominados normal, pequeño y muy pequeño en las Tablas 19 y 20 parten, a título orientativo, de los siguientes valores:

muy pequeño	$w_{95\%} = 0,2 \text{ mm}$
pequeño	$w_{95\%} = 0,25 \text{ mm}$
normal	$w_{95\%} = 0,3 \text{ mm}$

CAPITULO 18. REGLAS PARA EL ARMADO

18.1. CAMPO DE VALIDEZ

Mientras no se indique lo contrario, el Capítulo 18 rige tanto en el caso de carga predominantemente estática como en el caso de carga no predominantemente estática. Las verificaciones exigidas en el presente capítulo deben ser efectuadas para las cargas de servicio. Para las zonas sísmicas rige lo dispuesto en el Reglamento CIRSOC 103: "Acción de los sismos sobre las construcciones".

Los artículos 18.2. hasta 18.10 rigen para las barras aisladas y las mallas soldadas. Para paquetes de barras debe recurrirse al artículo 18.11.*

18.2. SEPARACION ENTRE BARRAS

La separación libre entre barras rectas individuales paralelas de la armadura, fuera de una zona de empalme, debe ser como mínimo, igual a 2 cm y no menor que el diámetro d_s de la barra. Esto no rige en el caso de la separación entre una barra individual y una barra longitudinal de $d_s \leq 12$ mm soldada a una de las barras transversales (por ejemplo estribo). Las barras dobles de mallas soldadas pueden estar en contacto.

18.3. DOBLADO DE LAS BARRAS

18.3.1. Diámetro admisible del mandril de doblado

El diámetro del mandril de doblado d_{br} para ganchos, ángulos, bucles, estribos, así como para barras dobladas y otras formas de doblado, no debe ser inferior a los valores mínimos dados en la Tabla 23.

18.3.2. Doblado de las armaduras soldadas

Cuando las barras soldadas y las mallas soldadas de la armadura deben ser dobladas después de soldadas, los valores de la Tabla 23 son aplicables solamente en el caso en que la distancia entre el comienzo de la curvatura y el sitio de la soldadura sea como mínimo $4 d_s$. Puede prescindirse de esto cuando se cumplen las siguientes condiciones:

- a) En el caso de carga predominantemente estática, en todas las uniones soldadas, si el diámetro del mandril de doblado es como mínimo $20 d_s$.

* Este Capítulo rige para diámetros $d_s \leq 28$ mm .

- b) En el caso de carga no predominantemente estática, en las mallas soldadas, si el diámetro del mandril de doblado es como mínimo de $100 d_s$, cuando los puntos de soldadura son exteriores, y de $500 d_s$, si los puntos de soldadura son interiores a la zona cóncava.

Tabla 23. Diámetro mínimo del mandril de doblado d_{br} .

	1	2	3	4
	Tipos de acero	AL - 220 (I)	ADN - 420 ADM - 420 (III)	AM - 500 - L y P AM - 500 - N (IV)
1	Diámetro de la barra d_s (mm)	Ganchos, bucles, estribos.	Ganchos, ganchos en ángulo recto, bucles, estribos.	Ganchos, bucles, estribos.
2	< 20	$2,5 d_s$	$4 d_s$	
3	20 hasta 28	$5 d_s$	$7 d_s$	
4	Recubrimiento lateral	Barras dobladas y otras curvaturas en barras (por ejemplo esquinas de pórticos) (1)		
5	> 5 cm y > $3 d_s$	$10 d_s$	$15 d_s$ (2)	
6	≤ 5 cm ó $\leq 3 d_s$	$15 d_s$	$20 d_s$	

(1) Cuando las barras de varias capas de la armadura se doblen en una posición, los valores de los renglones 5 y 6 deben aumentarse 1,5 veces para las barras de las capas internas.

(2) El diámetro del mandril de doblado puede reducirse a $d_{br} = 10 d_s$ cuando el recubrimiento lateral (normal al plano de la curvatura) es como mínimo 10 cm y la separación entre ejes de barras es como mínimo $7 d_s$.

18.4. VALORES BASICOS DE LAS TENSIONES DE ADHERENCIA

Los valores básicos de las tensiones de adherencia, dados en la Tabla 24, dependen de la conformación superficial de las barras, de la resistencia del hormigón, de la presión transversal y de la posición de las barras durante el proceso de hormigonado. Estos valores rigen solamente bajo la suposición de que durante el endurecimiento del hormigón, la adherencia no es influenciada negativamente, por ejemplo, debido a movimientos de la armadura hacia uno y otro lado.

Los valores de la Tabla 24 pueden incrementarse en un 50% cuando exista una compresión transversal en todos los sentidos, o un recubrimiento mínimo de 10 d_s en todas las direcciones, el que debe ser asegurado mediante la ayuda de una armadura. Esto no tiene validez en el caso de los empalmes por yuxtaposición según el artículo 18.6. y para los anclajes en los apoyos extremos, según el artículo 18.7.4.

Tabla 24. Valores básicos de la tensión de adherencia τ_{1adm} , en MN/m^2 *

1	2	3	4	5	6	7	8	
								Conformación superficial
		H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47	
1	Lisa AL - 220	I	0,6	0,65	0,7	0,8	0,9	1,0
2	AM - 500 - L	II	0,3	0,32	0,35	0,4	0,45	0,5
3	Perfilada	I	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6
4	AM - 500 - P	II	0,4	0,45	0,5	0,6	0,7	0,8
5	Nervurada ADN - 420	I	1,4	1,6	1,8	2,2	2,6	3,0
6	ADM - 420 AM - 500 N	II	0,7	0,8	0,9	1,1	1,3	1,5

*1 $MN/m^2 \approx 10 \text{ kgf/cm}^2$

La zona I (buena adherencia) rige para:

- a) Todas las barras que durante el hormigonado tengan una inclinación entre 45° y 90° con respecto a la horizontal.
- b) Barras con una inclinación menor que 45° , ubicadas durante el hormigonado a 25 cm como máximo con respecto al borde inferior del hormigón fresco, o como mínimo a 30 cm debajo del borde superior del elemento constructivo o de una junta de hormigonado.

La zona II (adherencia deficiente) rige para:

- a) Todas las barras no comprendidas en la zona I.
- b) Todas las barras horizontales de los elementos constructivos que se ejecutan por el sistema de encofrado deslizante.

18.5. ANCLAJES

18.5.1. Principios básicos

Mientras no se especifique lo contrario, rigen las siguientes indicaciones,

tanto para barras traccionadas como para barras comprimidas.

El anclaje puede lograrse mediante:

- a) extremos rectos de las barras;
- b) ganchos, ganchos en ángulo recto, bucles;
- c) barras transversales soldadas (por ejemplo, en el caso de mallas soldadas);
- d) cuerpos de anclaje.

En barras lisas o perfiladas no son admisibles los anclajes mediante extremos rectos solamente o mediante ganchos en ángulo recto. En el artículo 24.5. se contemplan las excepciones para el caso de cáscaras y estructuras plegadas.

Si se utiliza una barra transversal soldada se debe garantizar, para el nudo, una resistencia al corte según lo indicado en la Tabla 10, renglón 5, y satisfacer las condiciones de soldabilidad de acuerdo con el artículo 6.7.1. Se debe verificar además que la sección prevista para el anclaje (apoyo) de la barra transversal, tenga un área mínima de $5 d_s^2$ con respecto a cada barra a anclar, (d_s = diámetro de la barra longitudinal que debe ser anclada) (ver el anexo a este artículo).

18.5.2. Anclajes rectos, ganchos, ángulos, bucles o barras transversales soldadas

18.5.2.1. Longitud básica de anclaje l_0

La longitud básica de anclaje l_0 es la longitud de anclaje necesaria para barras plenamente solicitadas, con extremos rectos.

En el caso de barras individuales, así como en el de mallas soldadas formadas por barras nervuradas, la magnitud l_0 se calcula con la ecuación (29):

$$l_0 = \frac{F_s}{\gamma \cdot u \cdot \tau_{1adm}} = \frac{d_s}{4 \cdot \tau_{1adm}} \cdot \frac{\beta_s}{\gamma} = \frac{\beta_s}{7 \cdot \tau_{1adm}} \cdot d_s \quad (29)$$

siendo:

- F_s el esfuerzo de tracción o de compresión en la barra con $\sigma_s = \beta_s$;
- u el perímetro de la barra;
- β_s el valor del límite de fluencia característico del acero;
- γ el coeficiente de seguridad de cálculo = 1,75;
- d_s el diámetro de la barra. En el caso de pares de barras de mallas

soldadas se debe tomar el diámetro d_{sv} de la barra, de sección equivalente ($d_{sv} = d_s \sqrt{2}$);

τ_{1adm} el valor básico de la tensión de adherencia entre la barra y el hormigón, de acuerdo con el artículo 18.4., donde τ_{1adm} se considera constante a lo largo de la longitud ℓ_0 .

En las mallas soldadas de barras lisas o perfiladas, la longitud básica de anclaje ℓ_0 es igual a aquella longitud que se obtiene en base a cuatro barras transversales soldadas. La separación entre los ejes de esas barras transversales soldadas debe ser como mínimo $5 d_s$ ó 5 cm . Sin embargo, no puede ser menor que la longitud básica ℓ_0 para mallas soldadas formadas por barras nervuradas, obtenida con la ecuación (29).

18.5.2.2. Longitud requerida de anclaje ℓ_1

La longitud requerida de anclaje ℓ_1 para las barras individuales, (traccionadas y comprimidas), así como para las mallas soldadas de barras nervuradas, se determina con la ecuación (30).

$$\ell_1 = \alpha_1 \frac{A_s \text{ neces.}}{A_s \text{ exist.}} \cdot \ell_0 \quad (30)$$

$\ell_1 \geq 10 d_s$ (para los extremos de las barras, con o sin barra transversal soldada)

$\ell_1 \geq \frac{d_{br}}{2} + d_s$ (para ganchos, ángulos ó bucles, con o sin barra transversal soldada)

siendo:

α_1 el coeficiente que contempla el tipo de anclaje, de acuerdo con la Tabla 25;

$A_s \text{ neces.}$ la sección de la armadura necesaria según el cálculo;

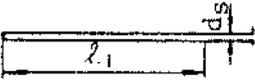
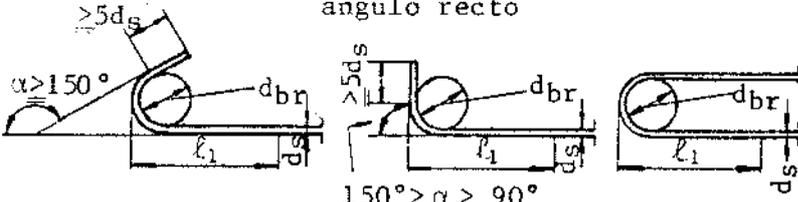
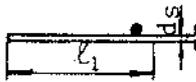
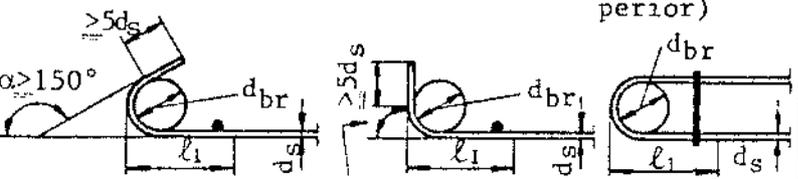
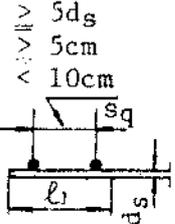
$A_s \text{ exist.}$ la sección de armadura existente;

d_{br} el diámetro efectivo del mandril de doblado.

Cuando se trata de mallas soldadas constituidas por barras lisas o perfiladas, la longitud requerida de anclaje ℓ_1 debe ser como mínimo igual a aquella longitud que se obtiene en base a n barras transversales soldadas, de acuerdo con la ecuación (31) (n debe redondearse al número entero mayor).

$$n = 4 \frac{A_s \text{ neces.}}{A_s \text{ exist.}} \quad (31)$$

Tabla 25. Coeficiente α_1

1		2	3
Tipo y ejecución del anclaje		coeficientes α_1 barras tracciona- das	barras comprimi- das
1	a) Extremos rectos de barras 	1,0	1,0
2	b) Ganchos c) Ganchos en ángulo recto d) Bucles  $\alpha > 150^\circ$ $150^\circ > \alpha \geq 90^\circ$	0,7 (1,0)	1,0
3	e) Extremos rectos con por lo menos una barra soldada en el tramo l_1 	0,7	0,7
4	f) Ganchos g) Ganchos en ángulo recto h) Bucles (vista superior)  $\alpha > 150^\circ$ $150^\circ > \alpha \geq 90^\circ$ Con por lo menos una barra soldada en el tramo l_1 y antes del comienzo de la curvatura.	0,5 (0,7)	1,0
5	Extremos rectos de barras con por lo menos dos barras soldadas en el tramo l_1 (separación entre barras $s_q < 10 \text{ cm}$ ó $\geq 5 d_s$ y $\geq 5 \text{ cm}$), sólo admisible para barras aisladas con $d_s \leq 16 \text{ mm}$ ó barras dobles con $d_s \leq 12 \text{ mm}$.  $s_q > 5 d_s$ $s_q \geq 5 \text{ cm}$ $s_q < 10 \text{ cm}$	0,5	0,5

Los valores entre paréntesis de la columna 2 rigen en el caso en que el recubrimiento de hormigón en la zona de doblado, normalmente al plano de doblado, es menor que $3 d_s$, o bien cuando no existe ninguna compresión transversal ni un estriado compacto.

Para la separación entre los ejes de las barras transversales rige el artículo 18.5.2.1. Sin embargo la longitud de anclaje no puede ser menor que la longitud de anclaje ℓ_1 , correspondiente para mallas soldadas formadas por barras nervuradas, de acuerdo con la ecuación (30).

18.5.2.3. Armadura transversal en la zona de anclaje

Las tensiones de hendimiento o de tracción transversal, que localmente originan los anclajes en el hormigón, deben ser absorbidas por una armadura transversal, siempre que el hendimiento del hormigón no quede impedido por medidas constructivas especiales u otras influencias favorables (por ejemplo, compresión transversal).

En el caso de losas es suficiente disponer la armadura transversal prescrita en el artículo 20.1.6.3., y en el caso de tabiques la fijada en el artículo 25.5.5.2. Cuando la armadura longitudinal es de diámetro $d_s \geq 16$ mm, la armadura transversal debe estar colocada del lado externo. Cuando la armadura longitudinal está formada por mallas soldadas, la armadura transversal puede estar del lado interno. En el caso de vigas, vigas placa y losas nervuradas, son suficientes, como armadura transversal, los estribos exigidos en el artículo 18.8.2., y en el caso de las columnas, los estribos exigidos en el artículo 25.2.2.2.

18.5.3. Piezas de anclaje

Las piezas de anclaje deben disponerse, en lo posible, en la proximidad de la superficie frontal del elemento estructural, pero, como mínimo, entre esa superficie y el centro de su apoyo. Estas piezas deben realizarse de tal modo que se obtenga una transmisión adecuada de las fuerzas de anclaje. Las tensiones de hendimiento deben absorberse mediante armadura.

La capacidad portante de las piezas de anclaje se debe verificar mediante ensayos cuando las tensiones en el hormigón exceden los valores admisibles para el caso de sollicitación parcial de la sección (ver el artículo 17.3.3.). Esto rige también, para la vinculación entre la pieza de anclaje y la armadura, cuando se trata de cargas no predominantemente estáticas, o cuando sea imposible la verificación numérica. En estos casos sólo deben emplearse piezas de anclaje cuando se ha comprobado su aptitud técnica mediante ensayos.

18.6. EMPALMES

18.6.1. Principios básicos

Los empalmes de las armaduras pueden realizarse mediante:

- a) Yuxtaposición de las barras, con los extremos rectos (figura 12 a); con ganchos (figura 12 b), con ganchos en ángulo recto (figura 12 c) o en forma de bucles (figura 12 d), así como con barras con los extremos rectos y barras transversales soldadas, como por ejemplo en el caso de mallas soldadas.
- b) Empalmes roscados (ver el artículo 18.6.5.).
- c) Soldadura (ver el artículo 18.6.6.).
- d) Manguitos (por ejemplo manguitos a presión), siempre que se haya comprobado su aptitud técnica mediante ensayos.
- e) Contacto directo entre superficies frontales extremas (sólo para empalmes de barras comprimidas) (ver el artículo 18.6.7.).

Cuando se trata de barras lisas o perfiladas, no son admisibles los empalmes por yuxtaposición con extremos rectos o con ganchos en ángulo recto. Las excepciones, en el caso de las cáscaras o de las estructuras plegadas, se rigen por el artículo 24.5.

Si las barras a empalmar están ubicadas una encima de la otra y la armadura en la zona de empalme está aprovechada en más del 80 %, para el dimensionamiento, según el artículo 17.2., se deberá tener en cuenta la altura estática útil correspondiente a las barras ubicadas interiormente.

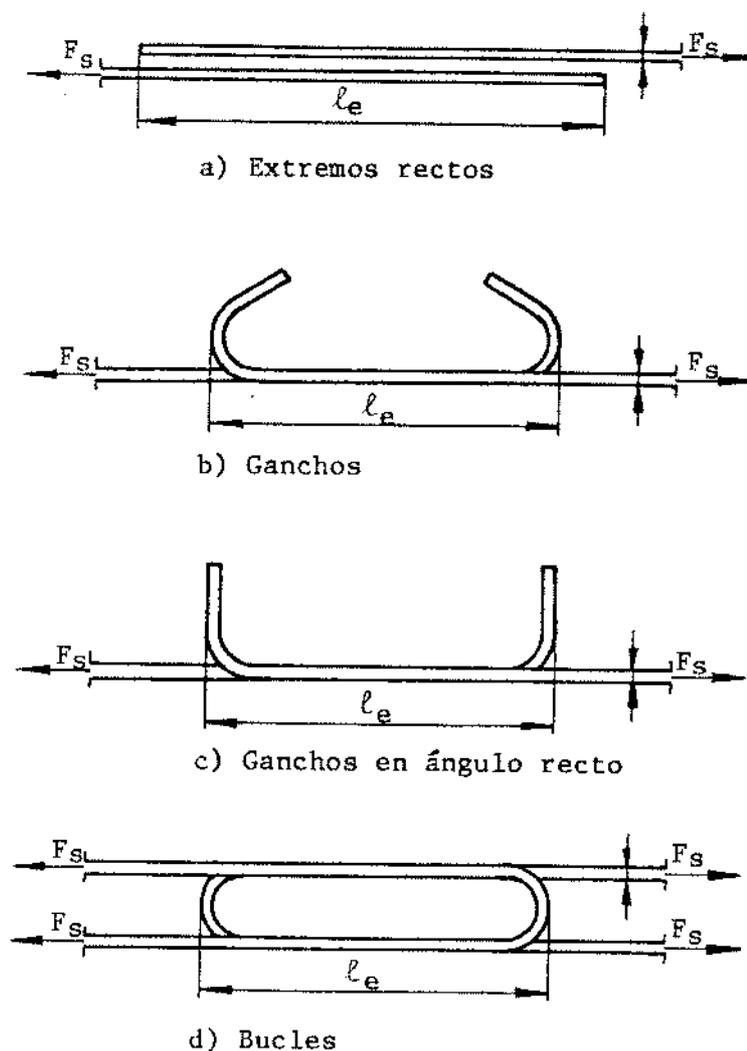
18.6.2. Porcentaje admisible de barras empalmadas

Cuando se trata de barras nervuradas, en una misma sección transversal de un elemento constructivo, puede empalmarse por yuxtaposición el 100 % de la sección de la armadura de una misma capa. Si las barras a empalmar se reparten en varias capas, se puede, como máximo, empalmar en una misma sección el 50 % de la sección total de la armadura, sin desplazamiento mutuo de los empalmes (ver el artículo 18.6.3.1.).

Tratándose de barras lisas o perfiladas, en una misma sección puede, como máximo, empalmarse el 33 % de la sección de cada capa de armadura.

El porcentaje admisible de las barras portantes empalmadas de mallas soldadas se especifica en el artículo 18.6.4.

Las armaduras transversales de acuerdo con los artículos 20.1.6.3. y 25.5.5.2. pueden empalmarse hasta el 100 %, en una misma sección.



l_e según el artículo 18.6.3.2.

Figura 12. Ejemplos de empalmes por superposición solicitados a la tracción.

Por soldadura y uniones roscadas, puede empalmarse la totalidad de la armadura de una sección.

En una misma sección de un elemento constructivo puede empalmarse, por contacto directo, como máximo, la mitad de las barras comprimidas. Para ello las barras no empalmadas deben poseer una sección mínima $A_s = 0,008 A_b$, (siendo A_b la sección de hormigón estáticamente necesaria del elemento) debiendo estar uniformemente distribuida en la sección. Con respecto al desplazamiento longitudinal mutuo, ver el artículo 18.6.7.

18.6.3. Empalmes por yuxtaposición con extremos rectos, ganchos, ganchos en ángulo recto y bucles

18.6.3.1. Desplazamiento longitudinal entre los empalmes de las barras

Los empalmes por yuxtaposición se consideran desplazados entre sí en el sentido longitudinal, cuando la separación entre los centros de empalmes en el mismo sentido longitudinal, es por lo menos igual a 1,3 veces la longitud de empalme ℓ_e (ver los artículos 18.6.3.2. y 18.6.3.3.). La luz libre entre las barras de la armadura, en la zona de empalme, debe corresponder a lo indicado en la figura 13.

Desplazamiento longitudinal entre dos empalmes

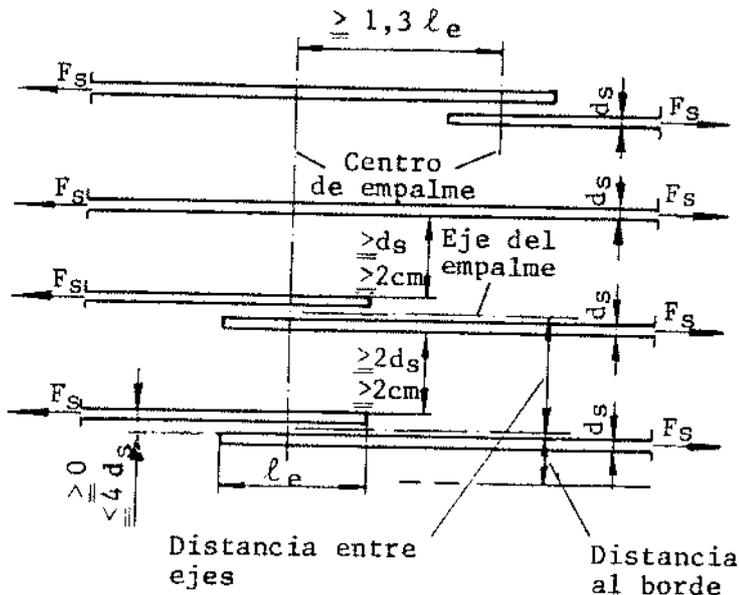


Figura 13. Desplazamiento longitudinal y separación transversal de las barras de la armadura en la zona de empalme.

18.6.3.2. Longitud de empalme ℓ_e en empalmes traccionados

La longitud de empalme ℓ_e (ver las figuras 12 a) hasta d)) debe calcularse con la ecuación (32).

$$\ell_e = \alpha_e \cdot \ell_1$$

$$\begin{aligned} &\geq 20 \text{ cm (en todos los casos)} \\ &\geq 15 d_s \text{ (con extremos rectos)} \quad (32) \\ &\geq 1,5 d_{br} \text{ (en caso de ganchos,} \\ &\quad \text{ganchos en ángulo recto} \\ &\quad \text{y bucles)} \end{aligned}$$

siendo:

α_e el coeficiente de acuerdo con la Tabla 26; donde α_e debe ser siempre mayor o igual que 1,0;

ℓ_1 la longitud de anclaje según el artículo 18.5.2.2. (Para el coeficiente α_1 no puede tomarse un valor inferior a 0,7);

d_{br} el diámetro utilizado para el mandril de doblado (\geq que el mínimo exigido).

Tabla 26. Coeficiente α_e (1).

	1	2	3	4	5	6
	Zona de adherencia	Diámetro de las barras d_s mm	Porcentaje de barras empalmadas sin desplazamiento longitudinal en la sección de una capa de armadura. $\leq 20\%$ $> 20\%$ $\leq 50\%$ $> 50\%$			(2) Armadura transversal
1	I	< 16	1,2	1,4	1,6	1,0
2		≥ 16	1,4	1,8	2,2	
3	II	75 % de los valores de la zona (3) de adherencia I				1,0
(1)	Los coeficientes α_e de las columnas 3 a 5 pueden multiplicarse por 0,7 cuando la separación entre ejes de empalmes no desplazados longitudinalmente (ver la figura 13) es $\geq 10 d_s$, y en el caso de elementos constructivos en forma de barra, la distancia al borde (ver la figura 13) es $\geq 5 d_s$.					
(2)	Armadura transversal de acuerdo con los artículos 20.1.6.3. y 25.5.5.2.					
(3)	Ver el anexo a este artículo.					

18.6.3.3. Longitud de empalme ℓ_e en empalmes comprimidos

La longitud de empalme debe ser, como mínimo, igual a ℓ_0 , según el artículo 18.5.2.1. No son admisibles las reducciones por ganchos, ganchos en ángulo recto o bucles.

18.6.3.4. Armadura transversal en la zona de empalmes por yuxtaposición en barras portantes

Para absorber las tensiones transversales de tracción, la armadura transversal se colocará siempre en la zona de empalmes por yuxtaposición. Para su dimensionamiento y ubicación deben distinguirse los siguientes casos (ver también el anexo a este artículo), pudiendo incluirse en su sección una armadura transversal, eventualmente existente.

a) Con respecto a la parte interna del elemento constructivo, las barras empalmadas están ubicadas una al lado de la otra, y el diámetro de las barras es $d_s \geq 16$ mm:

- Si en un mismo corte se empalma más del 20% de la sección de una capa de la armadura, la armadura transversal debe dimensionarse para el esfuerzo de una de las barras empalmadas, debiendo disponerse en la parte externa.

- Si en un mismo corte se empalma más del 50% de la sección de la armadura, y la separación entre ejes de empalmes vecinos es menor que $10 d_s$, la armadura transversal debe rodear la zona de empalme en forma de estribos, abarcando los extremos del empalme ($\approx \ell_e/3$). Las ramas de los estribos deben anclarse con la longitud ℓ_1 (ver el artículo 18.5.2.2.) o de acuerdo con las reglas para estribos (ver el artículo 18.8.2.) en el interior del elemento constructivo. La disposición en forma de estribos no es necesaria, cuando la distancia entre centros de empalme de barras vecinas con extremos rectos es de aproximadamente $0,5 \ell_e$ en la dirección longitudinal;

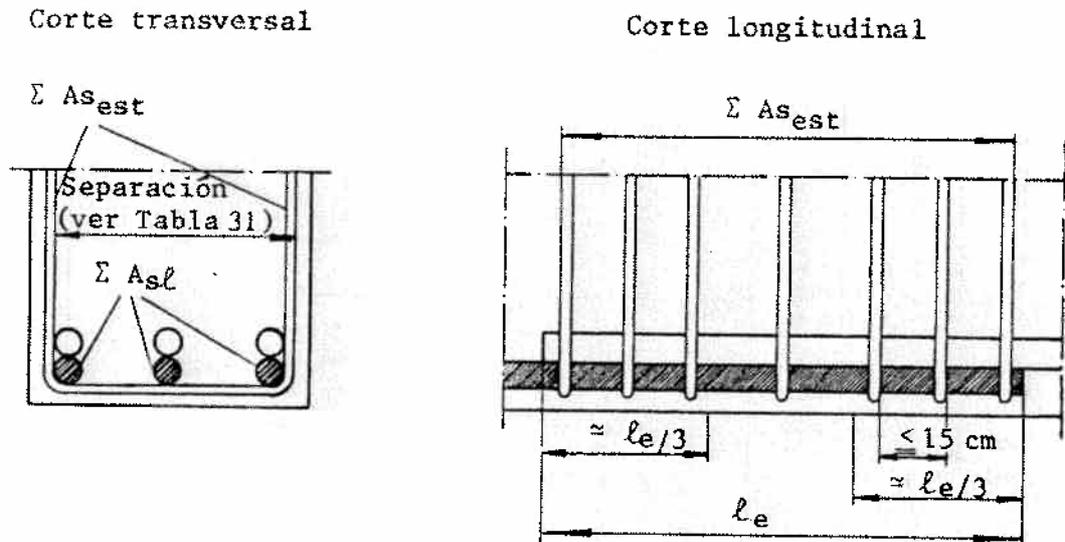
b) Con respecto a la parte interna del elemento constructivo las barras empalmadas están ubicadas una encima de la otra, siendo el diámetro de las barras cualquiera:

- Los empalmes deben rodearse en forma de estribos en la zona de los extremos del empalme ($\approx \ell_e/3$), (ver la figura 14). Las ramas de los estribos deben dimensionarse para el esfuerzo correspondiente a todas las barras empalmadas. Para su anclaje rige el párrafo a) de este artículo.

c) En todos los demás casos, es suficiente con disponer una armadura transversal constructiva.

En la zona de los extremos de los empalmes, la separación entre las barras de una armadura transversal que se deba verificar, no puede ser mayor que 15 cm. Para la separación entre las ramas de los estribos, transversalmente a la dirección del empalme, rige la Tabla 31.

En empalmes solicitados a la compresión se colocará un estribo o una barra de la armadura transversal por delante del extremo del empalme, exteriormente a la zona del mismo.



$\Sigma A_{s_{est}}$: Sección de todas las ramas de estribos

Figura 14. Ejemplo de disposición de los estribos en la zona de empalme de barras traccionadas superpuestas.

18.6.4. Empalmes por yuxtaposición de mallas soldadas

18.6.4.1. Ejecución de los empalmes de las barras portantes

Se distinguen los empalmes efectuados en un solo plano (las barras a empalmar se hallan una al lado de la otra) y los efectuados en dos planos (las barras a empalmar se hallan una encima de la otra, ver la figura 15). La realización de tales empalmes se indica en la Tabla 27.

18.6.4.2. Empalmes en un solo plano y empalmes en dos planos con estribos en volventes de la armadura portante

Las mallas soldadas formadas por barras nervuradas deben empalmarse de acuerdo a lo fijado para barras nervuradas, en el artículo 18.6.2. párrafos 1, 4 y 5, y en el artículo 18.6.3.

La longitud de empalme l_e (según la ecuación (32)) se debe calcular sin tener en cuenta las barras soldadas transversalmente. En el caso de mallas con barras dobles, se debe determinar el coeficiente α_e para una barra única de sección equivalente a la de las dos barras,

$$d_{sV} = d_s \sqrt{2}$$

Tabla 27. Tipo de sollicitación admisible y disposiciones determinantes para el empalme de las barras portantes de mallas soldadas.

1		2	3	4	5	6
Tipo de empalme		Sección de la malla a empalmar	Conformación superficial			
			Nervurada	Lisa o perfilada		
			Tipo de carga admisible	Ejecución s/artículo	Tipo de carga admisible	Ejecución s/artículo
1	Empalme en un solo plano		Carga predominantemente estática y carga no predominantemente estática	18.6.4.2.	Carga predominantemente estática	18.6.4.3.
2	Empalme en dos planos con estribos en volventes de las barras portantes	Cualquiera				
3	Empalme en dos planos sin estribos en volventes de las barras portantes	$\leq 6 \text{ cm}^2/\text{m}$				
4		$> 6 \text{ cm}^2/\text{m}$		18.6.4.3.		

Para la armadura transversal o envolvente en la zona de empalme, rige el artículo 18.6.3.4.

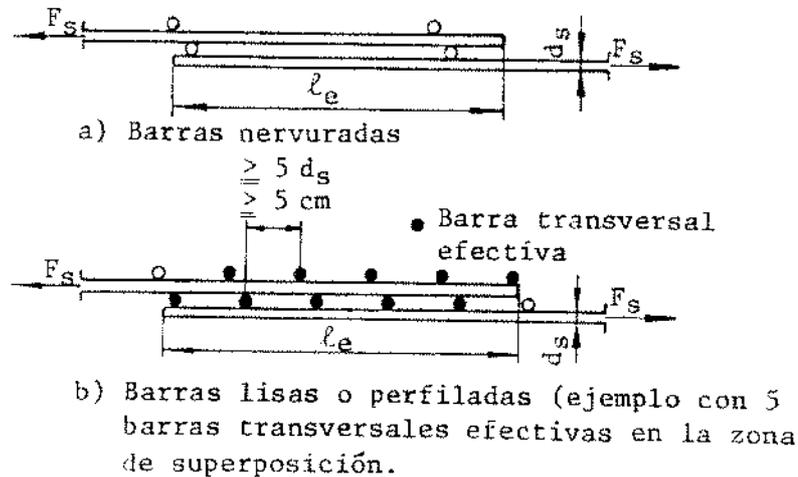


Figura 15. Ejemplos de empalmes por superposición de mallas soldadas en dos planos (empalme traccionado).

18.6.4.3. Empalmes en dos planos sin estribos envolventes de la armadura portante

Los empalmes deben efectuarse en lo posible en las zonas donde la armadura no se aprovecha más que en el 80%. Si no fuera posible observar esta exigencia en mallas con una sección $a_s \geq 6 \text{ cm}^2/\text{m}$, siendo necesaria una verificación de la limitación de la abertura de las fisuras (ver el artículo 17.6.1.), ésta deberá efectuarse para la sección de empalme, con un incremento del 25% en la tensión del acero por efecto de la carga permanente.

Las mallas soldadas con una sección $a_s \leq 12 \text{ cm}^2/\text{m}$ pueden empalmarse siempre en una misma sección. Las mallas con una sección mayor sólo pueden empalmarse en la capa interna cuando la armadura está formada por varias capas. En este caso, el porcentaje empalmado no debe representar más del 60% de la sección necesaria de la armadura. En las armaduras de varias capas, los empalmes de cada capa, siempre deben desplazarse mutuamente en dirección longitudinal, por lo menos 1,3 veces la longitud de yuxtaposición. No es necesaria una armadura transversal complementaria.

La longitud de yuxtaposición ℓ_e de mallas soldadas formadas por barras nervuradas solicitadas a la tracción (ver la figura 15a) debe determinarse con la ecuación (32), debiendo tomarse siempre $\alpha_1 = 1,0$ y reemplazando α_e por α_{em} dado por la ecuación (33).

$$\text{Zona de adherencia I: } \alpha_{emI} = 0,5 + \frac{a_s}{7} \quad \begin{array}{l} > 1,1 \\ \leq 2,2 \end{array} \quad (33 a)$$

$$\text{Zona de adherencia II: } \alpha_{emII} = 0,75 \alpha_{emI} \quad \begin{array}{l} > 1,0 \\ \leq \end{array} \quad (33 b)$$

a_s es la sección de la armadura de la malla a empalmar en cm^2/m .

La longitud de yuxtaposición de mallas soldadas solicitadas a tracción, formadas por barras lisas o perfiladas, debe corresponder por lo menos a aquella magnitud que se obtiene de la determinación de la cantidad $\alpha_{emI} \cdot n$ de las barras transversales efectivas por cada malla en la zona de empalme (n de acuerdo con la ecuación (31)), debiendo redondearse $\alpha_{emI} \cdot n$ al número entero mayor. Se consideran efectivas las barras transversales soldadas que se apoyan mutuamente, con una separación como la indicada en la figura 15. Sin embargo la longitud de empalme no puede tomarse menor que la que resulta para las mallas formadas por barras nervuradas.

La longitud de yuxtaposición de los empalmes en las mallas soldadas solicitadas a compresión debe ser, como mínimo, igual a ℓ_0 (ver el artículo 18.5.2.1.).

18.6.4.4. Empalmes por yuxtaposición de barras de la armadura transversal

Los empalmes por yuxtaposición de la armadura transversal de acuerdo con los artículos 20.1.6.3. y 25.5.5.2., se pueden realizar sin estribos envolventes, como empalmes en uno o en dos planos. La longitud de empalme ℓ_e se rige de acuerdo con los valores de la Tabla 28.

Tabla 28. Longitud de yuxtaposición necesaria ℓ_e y cantidad de barras efectivas en la zona de empalme de la armadura transversal.

	1	2	3
	Diámetro de la armadura transversal d_s (mm)	Longitud de superposición necesaria ℓ_e y cantidad de barras efectivas (1) en la zona de empalme.	
		Malla soldada de barras nervuradas	Mallas soldadas de barras lisas o perfiladas
1	$\leq 6,5$	≥ 15 cm y 1 barra como mínimo	≥ 15 cm y 2 barras como mínimo
2	$> 6,5$ $\leq 8,5$	≥ 25 cm y 1 barra como mínimo	≥ 25 cm y 2 barras como mínimo
3	$> 8,5$ $\leq 12,0$	≥ 35 cm y 1 barra como mínimo	≥ 35 cm y 2 barras como mínimo
(1) Ver el artículo 18.6.4.3.			

18.6.5. Empalmes roscados

Los elementos de empalme (manguitos, tensores) deben resistir como mínimo:

- a) una carga en el límite de fluencia equivalente a $1,0 \beta_S \cdot A_S$, y
- b) una carga de rotura equivalente a $1,2 \beta_Z \cdot A_S$.

β_S y β_Z son los valores característicos del límite de fluencia y de la resistencia a tracción según la Tabla 10, siendo A_S la sección nominal de la barra a empalmar. Para el recubrimiento del hormigón y la luz libre entre los elementos de empalme, en la zona de empalme, rigen los valores de los artículos 13.2. ó 18.2., en los que para la dimensión de referencia rige el diámetro de la barra a empalmar.

El recalco de las barras a empalmar para aumentar la sección del núcleo, se admite con una transición que forme una inclinación $\leq 1:3$ (ver la figura 16).

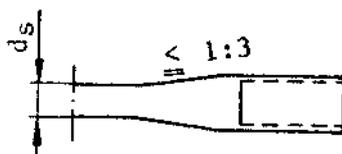


Figura 16. Extremo recalco de una barra para empalme por roscado.

La deformación adicional al alargamiento elástico (deslizamiento en ambos extremos del manguito) no debe ser mayor que 0,1 mm bajo la carga de servicio. En el cálculo puede tomarse la sección íntegra del núcleo, cuando se trata de roscas laminadas, y el 80 % de esa sección, cuando las roscas son cortadas. En el caso de carga no predominantemente estática, la efectividad del empalme debe verificarse siempre mediante ensayos.

18.6.6. Empalmes soldados

Para cargas predominantemente estáticas los empalmes de barras por soldadura deben realizarse según el artículo 6.7.1. Para cargas no predominantemente estáticas además de lo indicado en el artículo 6.7.1., deben realizarse ensayos de resistencia a la fatiga del empalme. En ambos casos pueden emplearse

los procedimientos de soldadura indicados en la Tabla 29 para los casos de aplicación correspondientes.

Tabla 29. Métodos de soldadura admisibles y casos de aplicación.

1		2		3		4	
Carga		Acero de dureza natural (2)		Acero de dureza mecánica (2)			
		Barras traccionadas	Barras comprimidas	Barras traccionadas	Barras comprimidas		
1	Predominantemente <u>es</u> <u>t</u> ática	Soldadura a tope por resistencia					
2		Soldadura de arco eléctrico con electrodo: - con barras de empalme o por superposición para $d_s \geq 6$ mm; - a tope con costura en X para barras con $d_s \geq 20$ mm.					
3	No predominantemente <u>es</u> <u>t</u> ática (1) y (3)	Soldadura a tope por resistencia					
4			Soldadura de arco eléctrico, con electrodo: en todos los aceros nervurados. Empalmes a tope con costura en X para barras con $d_s \geq 20$ mm.		Soldadura de arco eléctrico, con electrodo: en todos los aceros nervurados. Empalmes a tope con costura en X para barras con $d_s \geq 20$ mm		

(1) La tensión originada por la carga no predominantemente estática, no debe ser mayor que 100 MN/m^2 (1000 kgf/cm^2).

(2) Debe demostrarse previamente mediante ensayos que el acero, el material de aporte y la metodología a emplear reúnen las características necesarias.

(3) Debe cuidarse especialmente que la resistencia a la fatiga del acero, no disminuya por efectos de la soldadura.

18.6.7. Empalmes por contacto

Las barras comprimidas cuyo diámetro $d_s \geq 20$ mm pueden empalmarse en las columnas a través del contacto directo entre las secciones frontales, cuando las barras permanecen verticales durante el hormigonado, las columnas se man tienen sin posibilidad de desplazamiento lateral en ambos extremos y cuando, aún frente a una sollicitación de acuerdo con el artículo 17.4., las barras empalmadas sólo experimentan compresión entre los extremos sustentados de las columnas. El porcentaje admisible de barras empalmadas está indicado en

el artículo 18.6.2.

Los empalmes deben distribuirse uniformemente en la sección solicitada a compresión, debiendo disponerse en los cuartos extremos de la longitud de la columna. Los empalmes se pueden considerar desplazados longitudinalmente cuando la separación entre las zonas de empalme en la dirección longitudinal, es por lo menos igual a $1,3 \ell_0$ (ℓ_0 de acuerdo con la ecuación (29)). Cada barra de la armadura puede empalmarse solamente una vez dentro de la zona limitada por los extremos sustentados de la columna.

Las superficies de las barras que estarán en contacto deben aserrarse normalmente al eje de la barra, quitándoles las rebabas. El contacto centrado debe asegurarse mediante un elemento de guía fijo que deje parcialmente visible la junta de contacto del empalme, antes de hormigonar.

18.7. ARMADURA DE TRACCION EN PIEZAS FLEXIONADAS (PARA FLEXION SIMPLE Y COMPUESTA)

18.7.1. Principios básicos

La armadura flexotraccionada debe disponerse de tal modo que en cada sección resulte cubierto el diagrama de tracciones (ver el artículo 18.7.2.).

La armadura flexotraccionada, en el caso de vigas placa y de secciones cajón huecas, debe disponerse en la placa en un ancho como máximo, igual a la mitad del ancho eficaz colaborante de acuerdo con el artículo 15.3. No obstante en el alma debe quedar una parte adecuada de armadura, con el objeto de limitar las aberturas de fisuración. El cálculo de la armadura de enlace, para la armadura flexotraccionada ubicada en la placa, se rige de acuerdo con el artículo 18.8.5.

18.7.2. Cobertura del diagrama de tracción

El diagrama de tracción es aquel correspondiente a la curva $(M_s/Z + N)$ desplazado en la dirección del eje del elemento constructivo en la medida del decalaje v (ver las figuras 17 y 18 para flexión simple). M_s es el momento flexor referido al eje baricéntrico de la armadura flexotraccionada y N el esfuerzo axial (considerado con signo positivo en el caso de tracción). Para el trazado del diagrama de tracción deben tenerse en cuenta eventuales esfuerzos axiales de tracción; pudiéndose también considerar eventuales esfuerzos axiales de compresión. El diagrama de tracción debe determinarse siempre de tal modo que se obtenga un incremento del área cerrada por la línea $(M_s/Z + N)$.

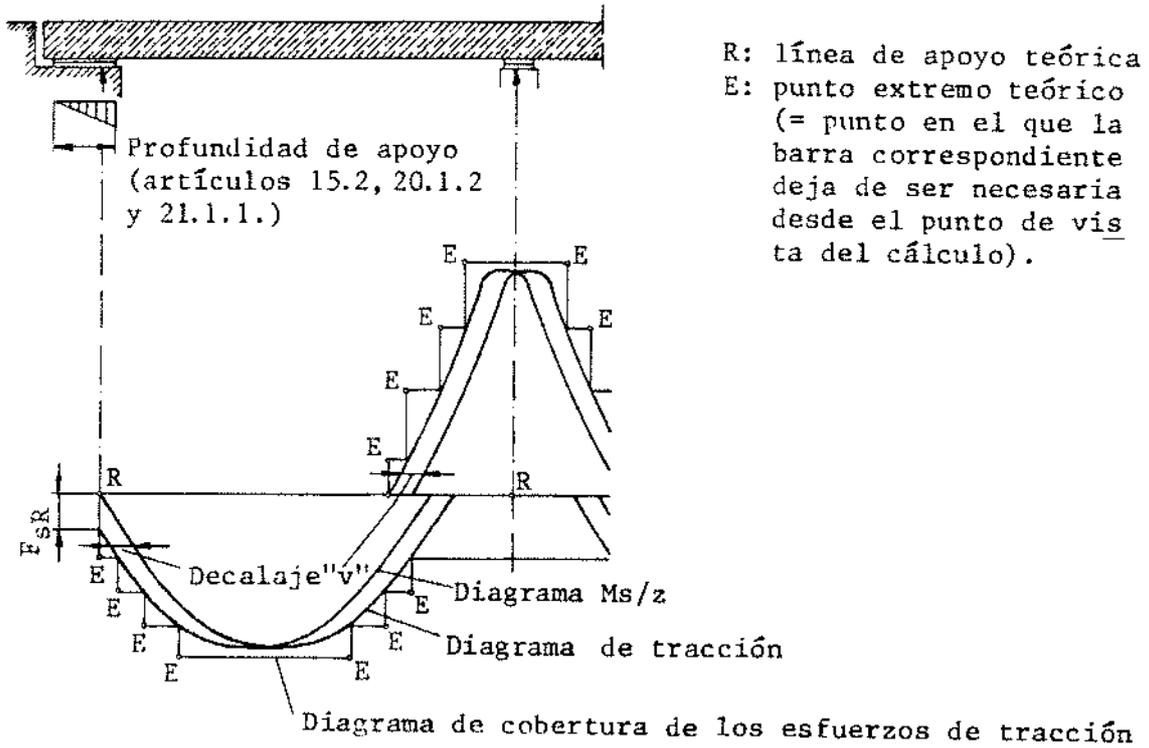


Figura 17. Ejemplo de un diagrama de cobertura de los esfuerzos de tracción en el caso de flexión pura.

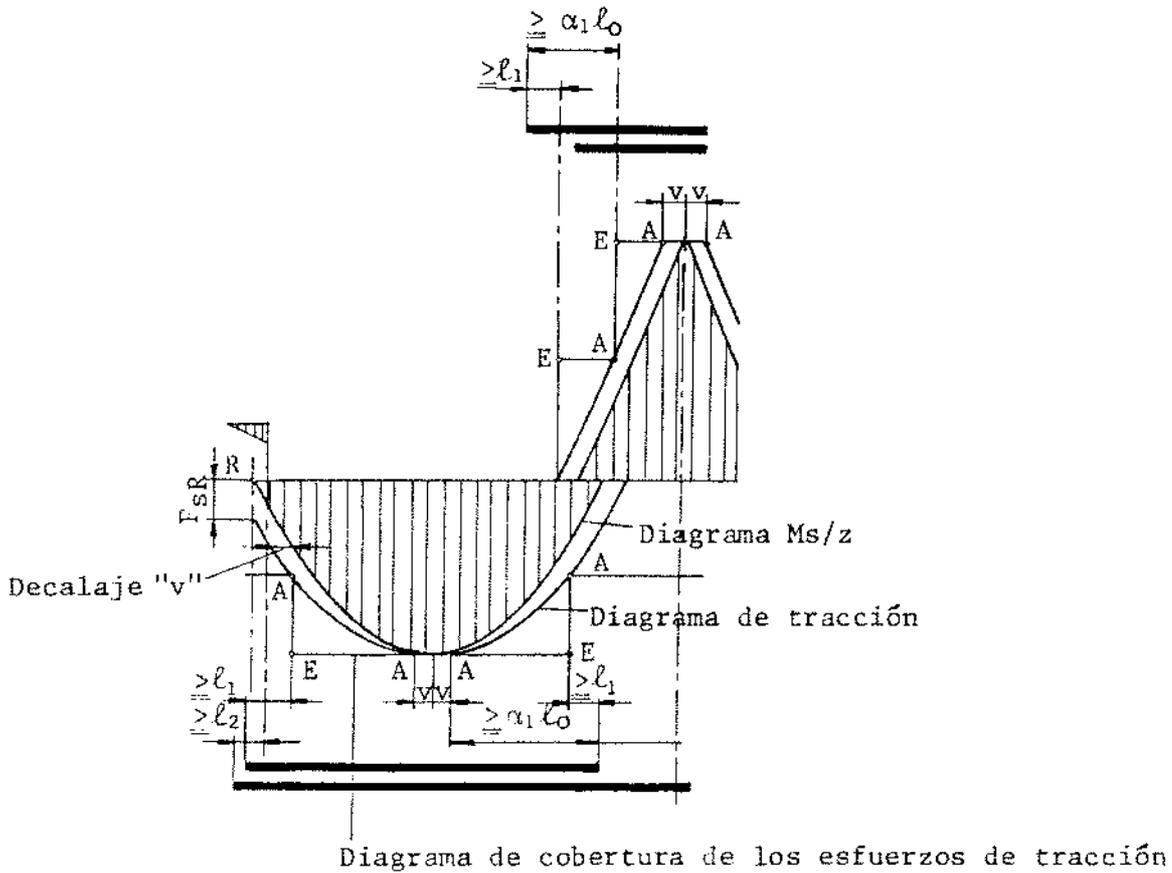


Figura 18. Ejemplo de una armadura escalonada en losas armadas con barras de $d_s < 16$ mm.

siendo:

- α_1 . ℓ_0 la longitud de anclaje referida al punto teórico inicial A, con α_1 según la Tabla 25 y ℓ_0 según el artículo 18.5.2.1.;
- ℓ_1 la longitud de anclaje de acuerdo con el artículo 18.5.2.2., referida al punto teórico final E;
- ℓ_2 la longitud de anclaje de acuerdo con la ecuación (35);
- A el punto teórico inicial (= punto a partir del cual la barra considerada ya no es más teóricamente aprovechada en forma íntegra).

Si la altura de la sección es variable, se debe considerar en cada punto, para la determinación del decalaje v , la altura h correspondiente.

El decalaje v debe determinarse de acuerdo con la Tabla 30.

Tabla 30. Decalaje v .

1	2	3
Disposición de la armadura de corte (1)	Decalaje v para	
	cobertura total del corte (2)	cobertura reducida del corte (2)
Inclinada, separación $\leq 0,25 h$	0,25 h	0,5 h
Inclinada, separación $> 0,25 h$	0,5 h	0,75 h
Combinada: inclinada y aproximadamente normal al eje del elemento constructivo.		
Aproximadamente normal al eje del elemento constructivo.	0,75 h	1,0 h
(1) "Inclinado" significa: ángulo entre el eje del elemento constructivo y la armadura de corte 45° a 60° , "Aproximadamente normal" significa: ángulo entre el eje del elemento constructivo y la armadura de corte $> 60^\circ$.		
(2) Ver los artículos 17.5.4. y 17.5.5.		

En la zona de corte 1, el decalaje v , en vigas y losas con armadura de corte, puede tomarse $v = 0,75 h$, mientras que en losas sin armadura de corte debe ser $v = 1,0 h$.

Cuando en las vigas placa, parte de la armadura flexotraccionada se ubica

fuera del alma, el decalaje v de esas barras debe aumentarse en un valor igual a su distancia del borde del alma.

Aquellas barras de la armadura que ya no sean necesarias para la cobertura del diagrama de tracciones, pueden terminarse rectas (armadura escalonada) o doblarse hacia arriba o hacia abajo, según el caso.

La cobertura del diagrama de tracción, debe verificarse por lo menos aproximadamente, en el caso de una armadura escalonada o en la zona de corte 3, (ver el artículo 17.5.5.).

18.7.3. Anclaje fuera de la zona de los apoyos

La longitud de anclaje, de barras escalonadas y de barras dobladas (levantadas), que no se utilizan para absorber el esfuerzo de corte, es igual a $\alpha_1 \cdot \ell_0$ (α_1 de acuerdo con la Tabla 25, y ℓ_0 de acuerdo con el artículo 18.5.2.1.), debiendo medirse a partir del punto teórico E (ver la figura 17), de acuerdo con la figura 19 a) ó b).

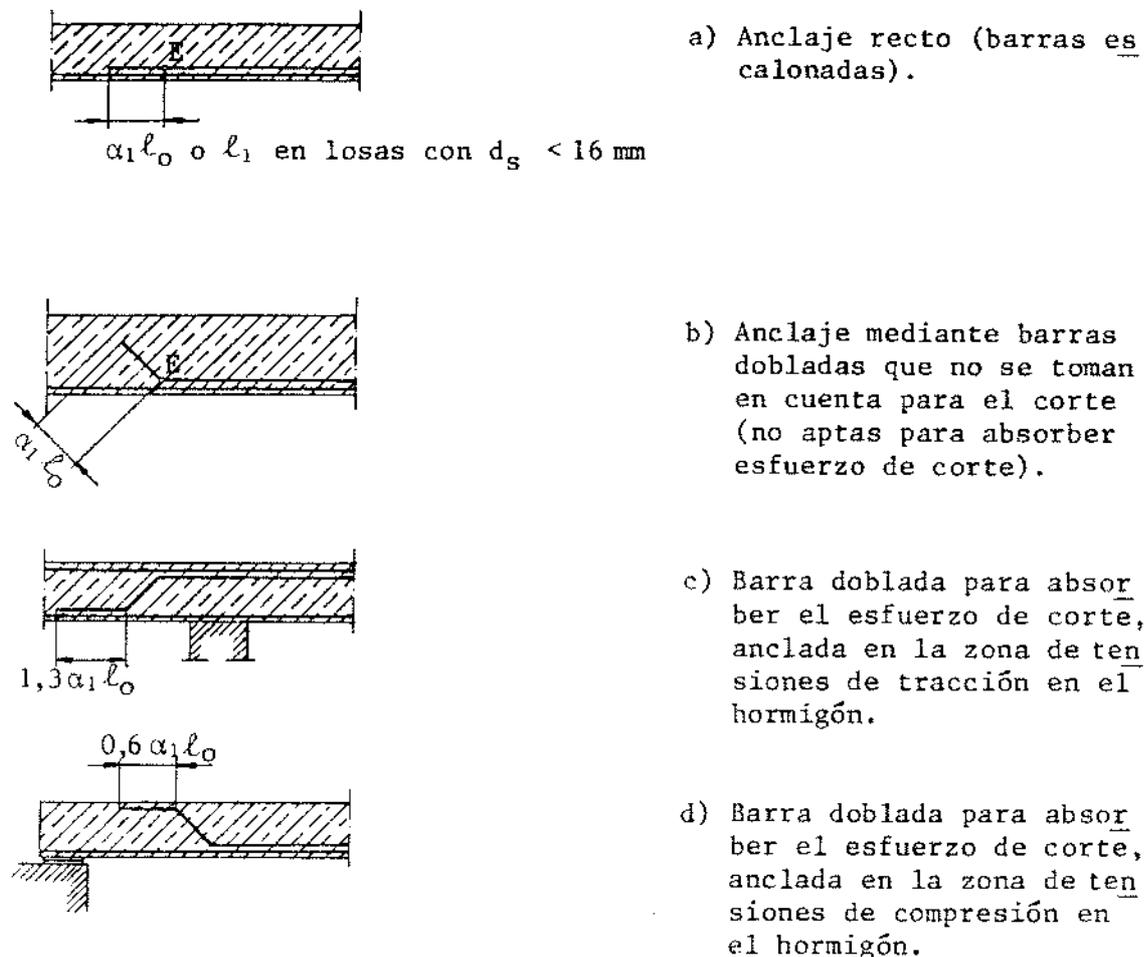


Figura 19 . Ejemplos de anclajes fuera de la zona de apoyo.

En losas armadas con barras de diámetro $d_s < 16$ mm, y apartándonos de lo especificado anteriormente, la longitud de anclaje ℓ_1 (de acuerdo con el artículo 18.5.2.2.) puede considerarse a partir del punto teórico E, siempre que se verifique que la longitud de anclaje medida a partir del punto teórico A no es menor que $\alpha_1 \cdot \ell_0$ (ver la figura 18).

Las barras dobladas que se utilizan para absorber el esfuerzo de corte, deben anclarse en la zona traccionada del hormigón con la longitud $1,3 \alpha_1 \ell_0$ y en la zona comprimida del hormigón con la longitud $0,6 \alpha_1 \cdot \ell_0$ (ver las figuras 19 c) y 19 d).

18.7.4. Anclaje en los apoyos extremos

En los apoyos extremos articulados o débilmente empotrados es necesario disponer una armadura para absorber el esfuerzo de tracción F_{SR} según la ecuación (34), debiendo anclarse como mínimo 1/3 de la máxima armadura del tramo. En el caso de losas sin armadura de corte debe además considerarse lo indicado en el artículo 20.1.6.2.

$$F_{SR} = Q_R \frac{V}{h} + N \quad (34)$$

Esta armadura debe anclarse a partir del borde interior del apoyo, en una longitud de anclaje ℓ_2 (ver la ecuación (35)) si se trata de un apoyo directo,

$$\ell_2 = 2/3 \ell_1 \geq 6 d_s \quad (35)$$

y en el caso de un apoyo indirecto, con una longitud de anclaje ℓ_3 (ecuación (36)),

$$\ell_3 = \ell_1 \geq 10 d_s \quad (36)$$

debiendo en todos los casos prolongarse como mínimo, por detrás de la línea teórica del apoyo.

Para la longitud de anclaje ℓ_1 ver el artículo 18.5.2.2.

Cuando en las mallas soldadas se verifica que:

$$\frac{A_s \text{ neces.}}{A_s \text{ exist.}} \leq 1/3$$

es suficiente a los efectos del anclaje, contar como mínimo con una barra transversal detrás de la línea teórica del apoyo. En las mallas de barras lisas o perfiladas, esta barra transversal debe estar ubicada por lo menos a 5 cm detrás del borde interior del apoyo.

18.7.5. Anclaje en apoyos intermedios

En los apoyos intermedios de losas y vigas continuas, en los apoyos extremos con voladizos contiguos, en apoyos empotrados y en las esquinas de pórticos, se debe anclar por lo menos la cuarta parte de la máxima armadura de tramo, en una extensión mínima de 6 d_s detrás del borde interior del apoyo. En las losas sin armadura de corte se debe además considerar el artículo 20.1.6.2.

En las mallas soldadas formadas por barras lisas o perfiladas, debe quedar siempre ubicada una barra transversal o un gancho, a no menos de 5 cm detrás del borde interior del apoyo.

No obstante, para la absorción de solicitaciones no previstas (por ejemplo influencias de incendio, descenso de apoyos), se recomienda continuar la proporción de la armadura del tramo indicada en el primer párrafo, o empalmarla (con función portante) sobre el apoyo, especialmente en el caso de apoyo sobre mampostería.

18.8. ARMADURA DE CORTE

18.8.1. Principios básicos

La armadura de corte requerida, según el artículo 17.5., debe vincular a tracción el alma traccionada con la zona comprimida, debiendo anclarse en la zona traccionada y en la comprimida, de acuerdo con lo especificado en los artículos 18.8.2. ó 18.8.3. ó 18.8.4. El anclaje en la zona comprimida debe realizarse entre el baricentro de dicha zona y el borde comprimido; esta condición se considera cumplida cuando la armadura de corte abarca toda la altura de la sección transversal. En la zona traccionada los elementos de anclaje deben disponerse lo más cerca posible del borde traccionado.

La armadura de corte puede estar formada por:

- a) estribos verticales o inclinados (ver el artículo 18.8.2.);
- b) barras inclinadas (ver el artículo 18.8.3.);
- c) suplementos para el corte, verticales o inclinados (ver el artículo 18.8.4.);

d) una combinación de los elementos antes mencionados.

La armadura de corte debe distribuirse, como mínimo, de acuerdo con los valores τ de dimensionamiento. Para ello el diagrama de corte puede cubrirse, en forma escalonada, de acuerdo con la figura 20, sin que los tramos parciales ℓ_E excedan los valores:

$$\ell_E = 1,0 h \text{ para la zona 1 y 2 de corte;}$$

$$\ell_E = 0,5 h \text{ para la zona 3 de corte,}$$

debiendo el área de la superficie A_A ser por lo menos, igual al de la superficie A_E .

Para la armadura de corte en losas con apoyo puntual, ver el Capítulo 22.

A_E : Superficie entrante

A_A : Superficie sobrepuesta

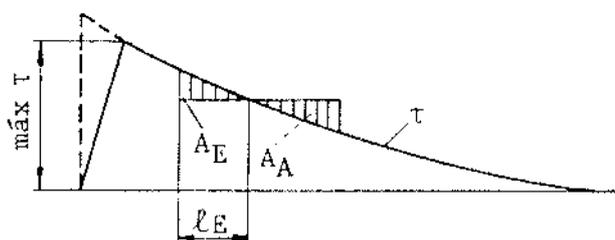


Figura 20. Penetración admisible del diagrama de tensiones

18.8.2. Estribos

18.8.2.1. Ejecución de los estribos

En las vigas y en las vigas placa, los estribos deben envolver la armadura traccionada y la zona comprimida, pudiendo estar compuestos por diversos elementos individuales. Cuando se disponen estribos en losas, estos deben envolver por lo menos la mitad de las barras de la capa externa de la armadura, sin necesidad de abrazar la zona comprimida.

Apartándonos de lo indicado en el artículo 18.5., los estribos pueden anclarse en la zona traccionada y comprimida con elementos de anclaje como los indicados en la figura 21. Los anclajes de acuerdo con las figura 21 c) hasta 21 e) solamente se admiten cuando está garantizada la seguridad contra el

descascaramiento del hormigón, mediante un recubrimiento adecuado. Esto se considera cumplido cuando el recubrimiento lateral de los estribos en la zona de anclaje es por lo menos de $3 d_s$ (d_s = diámetro del estribo), con un valor mínimo de 5 cm. Para recubrimientos menores, la seguridad contra el descascaramiento debe verificarse mediante ensayos. Para la resistencia al corte de los nudos soldados ver la Tabla 10, renglón 5, y para la ejecución de la soldadura el artículo 6.7.1. y la Tabla 29.

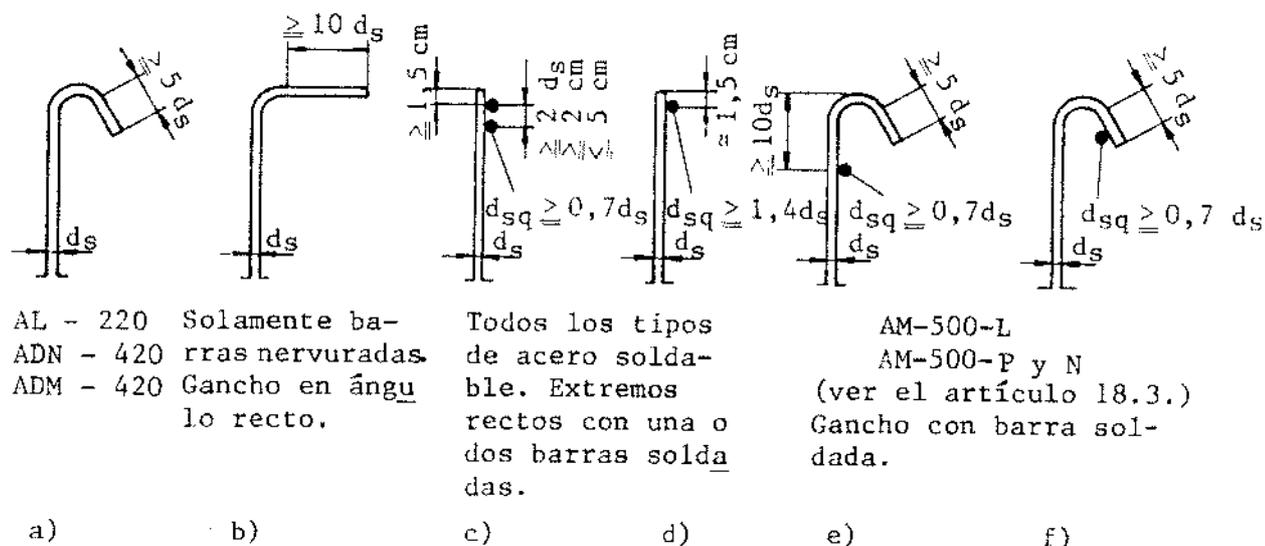


Figura 21. Elementos para el anclaje de estribos.

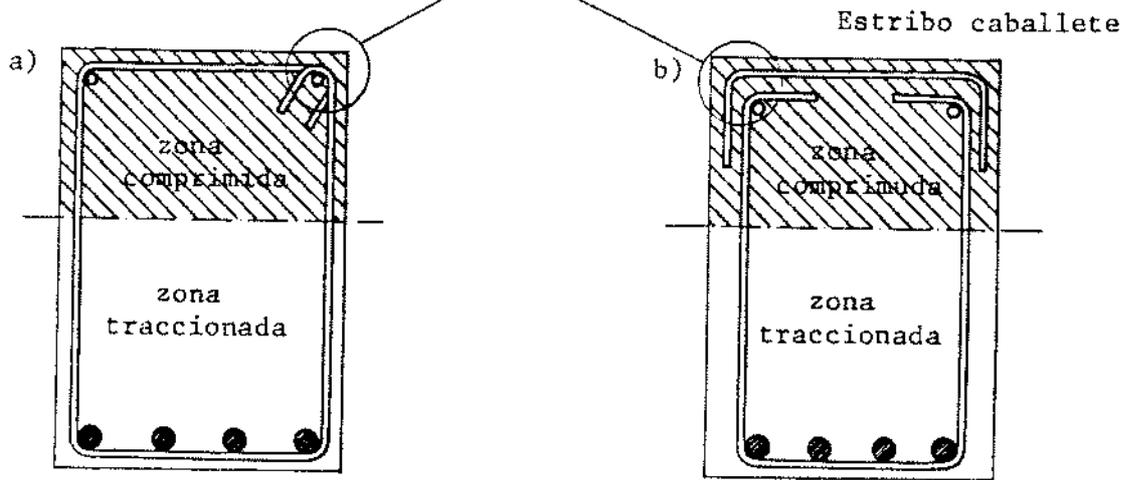
En las vigas, los estribos deben cerrarse en la zona comprimida de acuerdo con las figuras 22 a) ó 22 b), y en la zona traccionada de acuerdo con las figuras 22 c) ó 22 d).

En las vigas placa, los estribos pueden cerrarse siempre en la zona de la placa mediante barras transversales pasantes, de acuerdo con la figura 22 e). Para los elementos comprimidos, ver el artículo 25.1.

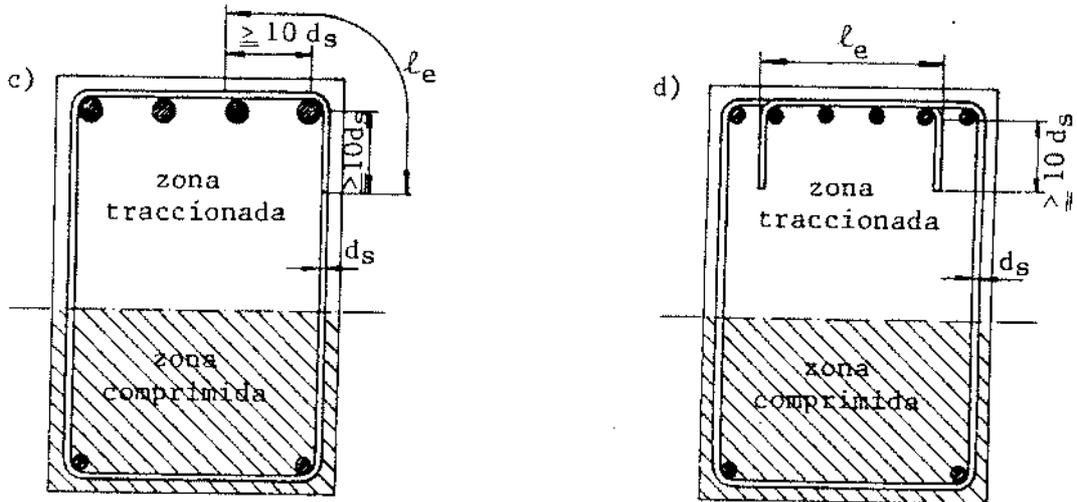
La separación entre los estribos en la dirección de la armadura flexotraccionada y la separación entre las barras transversales para cerrar los estribos (figura 22 e)), así como la separación entre ramas de estribos en la dirección normal a la armadura flexotraccionada, no deben superar los valores de la Tabla 31, siendo determinantes los valores menores.

Los empalmes por yuxtaposición de los estribos, en la zona del alma de las vigas, sólo se admiten en el caso de barras nervuradas o en el caso de mallas soldadas formadas por barras nervuradas. La ejecución de los empalmes por yux

Elementos de anclaje según la figura 21



Cierre en la zona comprimida



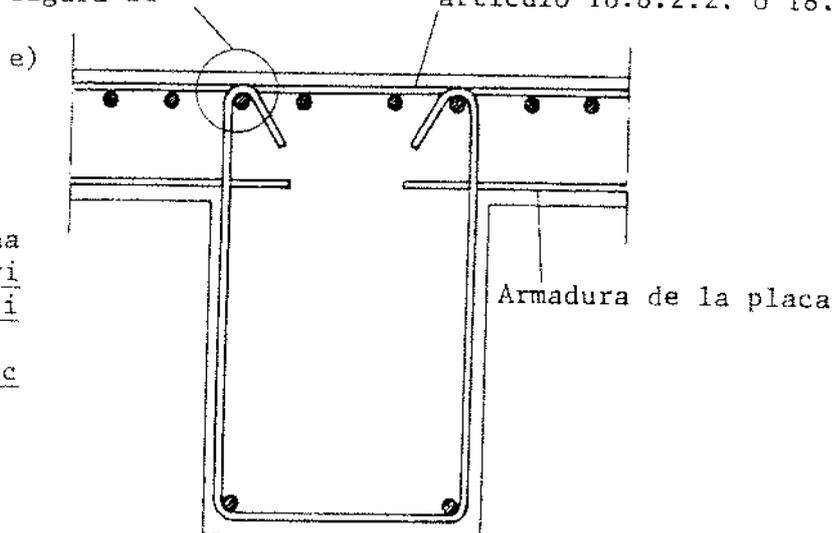
l_e de acuerdo con el artículo 18.6.3. ó 18.6.4. Coeficiente $\alpha_1 = 0,7$ sólo admisible cuando en los extremos de los estribos se disponen ganchos o ganchos en ángulo recto.

l_e de acuerdo con el artículo 18.6.3. ó 18.6.4. con $\alpha_1 = 0,7$.

Cierre en la zona traccionada

Elemento de anclaje según la figura 21

Armadura transversal (mínimo según el artículo 18.8.2.2. ó 18.8.5.)



Cierre en la zona de la placa en vigas placa (admisible en la zona comprimida y traccionada).

Figura 22. Ejemplos para el cierre de los estribos.

Tabla 31. Máxima separación admisible entre estribos y ramas de estribos.

1	2	3
Separación entre estribos en la dirección de la armadura flexo-traccionada		
Tipo de elemento estructural y ubicación de solicitación de corte.	Tensión de dimensionamiento de la armadura de corte	
	$\sigma_s \leq 240 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$	$\sigma_s = 286 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$ ¹⁾
1	losas en la zona de corte 2	0,6 d ó 80 cm
2	vigas en la zona de corte 1	0,6 d ó 80 cm
2	vigas en la zona de corte 1	0,8 d ₀ ó 30 cm ²⁾
3	vigas en la zona de corte 2	0,8 d ₀ ó 25 cm ²⁾
3	vigas en la zona de corte 2	0,6 d ₀ ó 25 cm
4	vigas en la zona de corte 3	0,6 d ₀ ó 20 cm
4	vigas en la zona de corte 3	0,3 d ₀ ó 20 cm ³⁾
4	vigas en la zona de corte 3	0,3 d ₀ ó 15 cm ³⁾
Separación entre las ramas de los estribos en dirección normal a la armadura flexo-traccionada		
5	espesor del elemento d ó d ₀ ≤ 40 cm	40 cm
6	espesor del elemento d ó d ₀ > 40 cm	d ó d ₀ ó 80 cm
¹⁾ Solamente admisible para estribos y suplementos para corte, formados por mallas soldadas de AM-500-N nervuradas. ²⁾ En vigas con d ₀ < 20 cm y $\tau_u \leq \tau_0$ la separación no debe ser menor que 15 cm. ³⁾ La separación entre estribos rige en toda la zona de corte del mismo signo.		

taposición se rige por lo indicado en el artículo 18.6.

En los elementos premoldeados delgados que se emplean en las construcciones corrientes (de acuerdo con el artículo 2.1.1.), puede emplearse para la ejecución de los estribos, alambre trefilado de la calidad ATR - 500. No obstante, el cálculo debe efectuarse en todos los casos como si se tratara de un acero AL - 220.

18.8.2.2. Sección transversal mínima de los estribos

En las vigas, vigas placa y losas nervuradas (para excepciones ver el artículo 17.5.5.) se deben disponer siempre estribos, cuya sección transversal mínima debe determinarse con el valor de cálculo τ_{est} dado por la ecuación (37),

$$\tau_{est} = 0,25 \tau_0 \quad (37)$$

siendo:

τ_0 el valor básico de la tensión de corte de acuerdo con el artículo 17.5.3.

18.8.3. Barras dobladas

Las barras dobladas pueden considerarse formando parte de la armadura de corte, cuando su distancia al centro teórico del apoyo y su separación en la dirección del eje longitudinal del elemento, sean las indicadas en la figura 23.

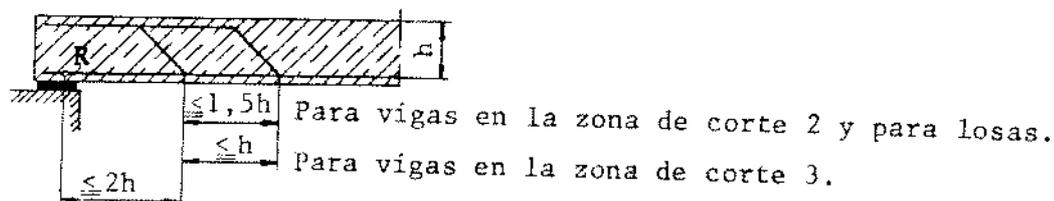


Figura 23. Separación admisible entre barras longitudinales dobladas que sirven para armadura de corte.

Cuando las barras dobladas, en un corte longitudinal, se disponen en una única posición, se les puede adjudicar como máximo el esfuerzo de corte correspondiente a una zona de longitud igual a 2,0 h.

Para el anclaje de las barras dobladas, rige el último párrafo del artículo

lo 18.7.3.

En la dirección transversal del elemento constructivo, las barras dobladas se repartirán, lo más uniformemente posible, en el ancho de la sección.

18.8.4. Suplementos para el corte

Los suplementos para el corte son elementos que se utilizan para el armado al corte, que poseen forma de canasto, escalera o guirnalda y que no envuelven a la armadura flexotraccionada (ver la figura 24). Los mismos deben estar formados por barras nervuradas o por mallas soldadas de barras nervuradas, debiendo en lo posible, distribuirse uniformemente en la sección. Durante el hormigonado deben mantenerse en la posición prefijada.

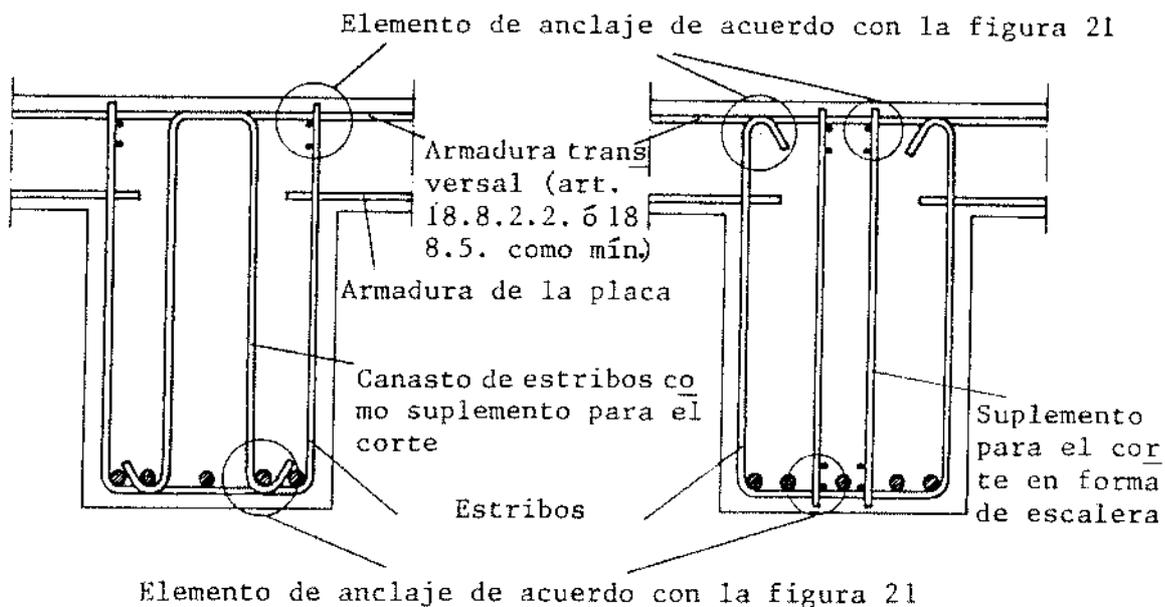


Figura 24. Ejemplo de una armadura para el corte en una viga placa formada por estribos y suplementos para el corte.

Los suplementos para el corte deben anclarse como estribos, de acuerdo con el artículo 18.8.2.1. En el caso de los suplementos en forma de guirnalda, el mandril de doblado debe tener un diámetro mínimo $d_{br} = 10 d_s$.

En las zonas de losas con corte $\tau_0 \leq 0,5 \tau_{02}$ puede absorberse el esfuerzo de corte con suplementos de corte exclusivamente, mientras que en las zonas donde la tensión de corte es $\tau_0 > 0,5 \tau_{02}$ sólo pueden utilizarse los suple-

mentos para el corte si se los usa en combinación con estribos, de acuerdo con el artículo 18.8.2.

En el caso de viguetas premoldeadas delgadas (por ejemplo I, T, ó secciones huecas con espesor del alma $b_0 \leq 8$ cm) pueden emplearse suplementos de corte de una sola rama como única armadura de corte, cuando la zona comprimida y la armadura flexotraccionada están estribadas por separado, de acuerdo con los artículos 18.8.2.2. ó 18.8.5.

La separación entre las barras de los suplementos para el corte está dada por la Tabla 31.

18.8.5. Armadura de enlace con el alma de los cordones traccionados o comprimidos

En el caso de vigas placa, de vigas en forma de I, secciones huecas y otras, las barras traccionadas ubicadas fuera de los estribos (ver el artículo 18.7.1.) como también las placas comprimidas (alas), deberán conectarse al alma mediante una armadura transversal, la que se dispondrá en forma continua pasante sobre el alma.

Las tensiones τ_{0a} , en la unión de la placa con el alma, deben calcularse de acuerdo con el artículo 17.5. Estas tensiones no deben ser mayores que τ_{c2} .

La armadura necesaria para el enlace debe calcularse de acuerdo con el artículo 17.5.5., reemplazando τ_0 por τ_{0a} .

Esta armadura, en el caso de la sollicitación por corte solamente, debe distribuirse aproximadamente en forma uniforme en la parte superior e inferior de la placa, pudiendo incluirse en ella una armadura existente de losa, que atraviese el alma o esté anclada en la misma con una longitud ℓ_1 de acuerdo con el artículo 18.5.2.2. Si además de la sollicitación de corte, la placa está sometida también a momentos flexores transversales, es suficiente disponer, además de la armadura correspondiente a esos momentos, el 50% de la armadura de enlace por efecto de la sollicitación de corte, del lado flexotraccionado de la placa.

En elementos constructivos de construcciones corrientes (ver el artículo 2.1.1.) con placas de ambos lados del alma, puede prescindirse de la verificación numérica de la armadura de enlace, siempre que su sección sea por lo menos igual a la mitad de la sección de la armadura de corte en el alma. Para los cordones comprimidos, no es necesario en estos casos verificar la tensión τ_{0a} en la unión del ala con el alma.

En el caso de incidir una carga concentrada en el extremo de una viga sin viga transversal, y si se dispone la armadura flexotraccionada en la placa, la armadura de enlace debe dimensionarse siempre para r_{0a} y distribuirse en la cara superior e inferior de la placa, en una extensión correspondiente a la mitad del ancho colaborante b_m según el artículo 15.3.

Para la separación máxima admisible entre las barras de la armadura de enlace rige la Tabla 31, renglones 2 hasta 4, donde se debe considerar la tensión de corte en el alma como tensión de referencia.

18.9. OTROS TIPOS DE ARMADURA

18.9.1. Armadura de borde en losas

Los bordes libres, no apoyados de losas y vigas de gran ancho (ver el artículo 17.5.5.), con la excepción de fundaciones y elementos constructivos de construcciones corrientes (según el artículo 2.1.1.) ubicadas en el interior de los edificios, deben reforzarse con una armadura constructiva (por ejemplo estribos en forma de horquilla).

18.9.2. Empotramientos no previstos

Para cubrir los empotramientos no previstos en el cálculo, se debe disponer una armadura apropiada (ver por ejemplo, el artículo 20.1.6.2., tercer párrafo y el artículo 20.1.6.4.).

18.9.3. Esfuerzos de desviación

En los elementos constructivos curvos o quebrados se debe verificar la absorción de los esfuerzos de desviación resultantes del cambio de dirección de los esfuerzos de tracción o compresión. Por regla general, estos esfuerzos de desviación deben cubrirse con armadura suplementaria (por ejemplo estribos, ver las figuras 25 a) y b)), o mediante una disposición especial de la armadura (por ejemplo, bucles de acuerdo con la figura 26).

Los acodamientos muy pronunciados ($\alpha \geq 45^\circ$, ver la figura 26) como por ejemplo en las esquinas de los pórticos, deben ejecutarse por regla general con hormigón de resistencia $\sigma_{bk} = 21 \text{ MN/m}^2$ (210 kgf/cm²) o superior y también con acero nervurado. En caso contrario, las solicitaciones admisibles (de acuerdo con el artículo 17.2.), correspondientes a las secciones adyacentes a las esquinas (ver la figura 26) deben disminuirse a 2/3, es decir que las solicitaciones de dimensionamiento deben aumentarse 1,5 veces. En los pórticos constituidos por elementos en forma de barra, tanto las vigas, como las columnas de

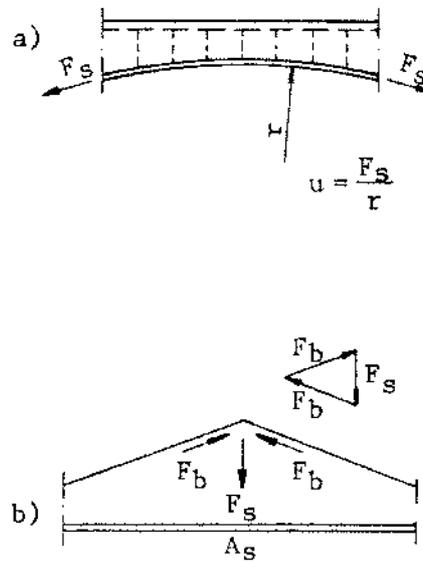


Figura 25. Esfuerzos de desviación

d_{br} según la
Tabla 26, renglón 5 ó 6.
 d_1 o $d_2 \leq 100$ cm
Secciones para el dimensionamiento:
1-1 y 2-2. No se indica la armadura transversal ni los estribos.

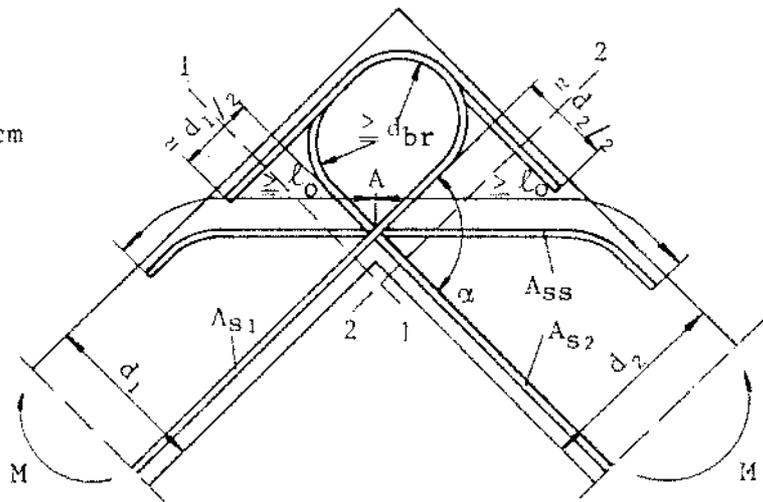


Figura 26. Ejemplo de conformación de una esquina de pórtico solicitada por un momento positivo y con una disposición de la armadura en forma de bucle.

ben reforzarse con estribos en las esquinas. Esto puede realizarse mediante estribos en forma de horquilla entrecruzada ortogonalmente o mediante una armadura equivalente. En las estructuras aporticadas constituidas por elementos en forma de placa (o losas) se debe disponer como mínimo la armadura transversal indicada en los artículos 20.1.6.3. ó 25.5.5.2.

a) Esquinas de pórticos con momento positivo:

En los elementos constructivos con un cordón traccionado quebrado (momento flexor positivo, ver la figura 26), donde el ángulo de acodamiento es $\alpha \geq 45^\circ$, se debe disponer siempre una armadura oblicua A_{SS} , cuando sea necesario desviar un momento flexor que corresponda a una cuantía $\mu \geq 0,4\%$. En este caso μ es el mayor de los porcentajes de armadura de los dos elementos constructivos concurrentes a la esquina. Si

- $\mu \leq 1\%$, el valor A_{SS} debe corresponder como mínimo, a la mitad de la mayor de las armaduras concurrentes al nudo.

- $\mu > 1\%$, el valor A_{SS} debe corresponder como mínimo a la totalidad de la mayor de las armaduras concurrentes al nudo.

Si el ángulo de acodamiento es $\alpha \geq 100^\circ$ debe disponerse un acartelamiento para la ubicación de la armadura oblicua, debiendo ser siempre A_{SS} igual a la armadura total correspondiente al momento que se debe desviar.

En los elementos constructivos de un espesor (altura), aproximado hasta $d = 100$ cm, es suficiente, para absorber los esfuerzos de desviación, un desarrollo en forma de bucle de las dos armaduras traccionadas rodeando la zona comprimida, de acuerdo con la figura 26. Cuando los elementos tienen mayor espesor, o cuando no se opte por la disposición en forma de bucle, la totalidad de los esfuerzos de desviación debe absorberse con estribos o mediante una armadura equivalente u otras medidas.

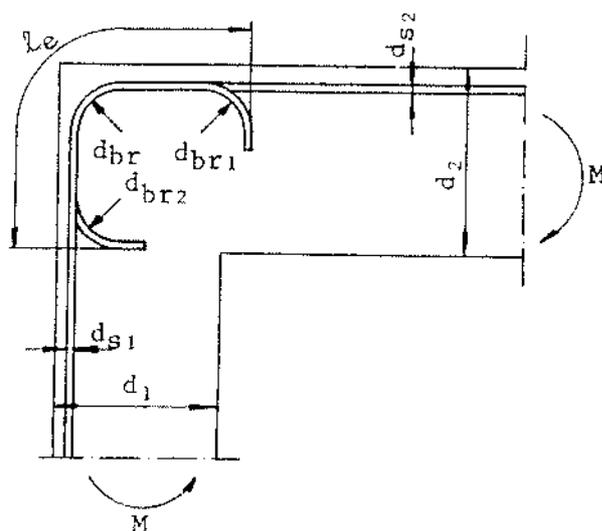
Se puede prescindir de la verificación de las longitudes de anclaje para las armaduras traccionadas, si se respetan las indicaciones de la figura 26 y la disposición de la armadura en forma de bucle. En todos los demás casos, las armaduras deben anclarse desde el punto de cruce A con la longitud l_0 de acuerdo con la ecuación (32).

Cuando la disposición de la armadura no se efectúa en forma de bucle,

se debe disponer una armadura distribuida en el ancho de la sección a lo largo del borde exterior comprimido del acodamiento, la que debe anclarse en los elementos concurrentes en la esquina con la longitud ℓ_0 de acuerdo con el artículo 18.5.2.1.

b) Esquinas de pórticos con momento negativo

Cuando en las esquinas de pórticos solicitados por un momento flexor negativo, se empalme la armadura de la zona de la esquina, la longitud de empalme ℓ_e (ver el artículo 18.6.3.) puede calcularse de acuerdo con la figura 27.



d_{br} según la Tabla 23, renglón 5 ó 6

d_{br1} , d_{br2} según Tabla 23, renglón 2 ó 3

No se indica la armadura transversal ni los estribos

Figura 27. Ejemplo de conformación de una esquina de pórtico solicitada por un momento negativo, con empalme de la armadura de esquina.

En este caso, se podrá considerar el coeficiente $\alpha_1 = 0,7$, sólo cuando en los extremos de las barras se dispongan ganchos o ganchos en ángulo recto. Para la armadura transversal rige el artículo 18.6.3.4.

En el caso de las esquinas de pórticos con altura $d > 70$ cm, se exige la armadura adicional para la limitación de la fisuración prevista para almas de gran altura en el artículo 21.1.2.

18.10. REGLAS ESPECIALES PARA ALGUNOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN PARTICULAR

18.10.1. Losas y vigas en voladizo

La armadura flexotraccionada debe anclarse en el elemento empotrante según el artículo 18.5. ó, según las circunstancias, empalmarse con la armadura del mismo según el artículo 18.6. Si existen cargas concentradas en el extremo libre del voladizo, la armadura debe anclarse de acuerdo con el artículo 18.7.4., ecuaciones (34) a (36).

En el extremo de una losa en voladizo debe disponerse siempre en la cara inferior una armadura transversal de borde constructiva. Para sobrecargas $p > 5 \text{ kN/m}^2$ (500 kgf/cm^2), se debe disponer una armadura transversal inferior de acuerdo con el artículo 20.1.6.3. (primer párrafo). Cuando se trata de cargas concentradas, ver el artículo 20.1.6.3. (cuarto párrafo).

18.10.2. Apoyo de vigas secundarias

La carga de una viga secundaria que apoya dentro de una viga principal (apoyo indirecto) debe ser absorbida mediante una armadura de estribos de suspensión o de barras inclinadas. La mayor parte de esa armadura de suspensión debe colocarse en el entrecruzamiento propiamente dicho de las dos vigas. Los estribos de suspensión o las barras inclinadas deben dimensionarse para absorber la totalidad de la carga transmitida por la viga secundaria a la principal.

d_{ON} Altura de construcción de la viga secundaria.

d_{OH} Altura de construcción de la viga principal.

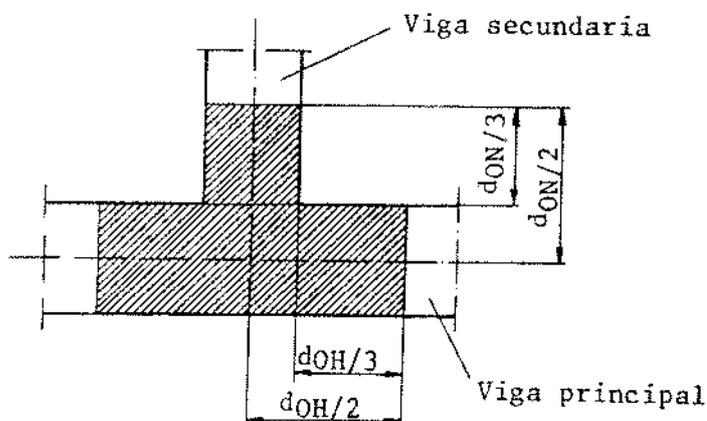


Figura 28. Zona de entrecruzamiento para el apoyo de vigas secundarias.

La armadura de corte existente en la zona de entrecruzamiento (ver la figura 28), puede considerarse formando parte de la armadura de suspensión, si la viga secundaria penetra con toda su altura, en la viga que le sirve de soporte. Los estribos de suspensión deben anclarse de acuerdo con el artículo 18.8.2. y las barras inclinadas según el artículo 18.7.3., (último párrafo).

Puede considerarse la mayor de las zonas de entrecruzamiento definidas por la figura 28.

18.10.3. Cargas suspendidas

En el caso de cargas suspendidas, los dispositivos de suspensión deben anclarse con la longitud necesaria de anclaje ℓ_1 , de acuerdo con el artículo 18.5., en la mitad de la sección alejada de la carga o empalmarse con estribos de acuerdo con el artículo 18.6.

18.10.4. Disposición de las armaduras en elementos torsionados

Para la armadura de torsión exigida por el artículo 17.5.6. debe utilizarse, preferentemente, un sistema de barras ortogonales, formado por estribos (ver el artículo 18.8.2.) y barras longitudinales. Los estribos deben cerrarse en vigas y vigas placa, de acuerdo con las figuras 22 c) ó d); o empalmarse en la zona del alma, de acuerdo con el artículo 18.6.

La separación entre estribos en la zona solicitada a la torsión no debe ser mayor que $u_k/8$ ó 20 cm, siendo u_k el perímetro medido en la línea media de una estructura espacial imaginaria de acuerdo con el artículo 17.5.6.

Las barras longitudinales deben anclarse en la zona de introducción de la sollicitación de torsión, de acuerdo con el artículo 18.5. Estas pueden distribuirse uniformemente en el perímetro o concentrarse en las esquinas. Su separación, no obstante, no debe ser mayor que 35 cm.

Cuando actúan simultáneamente sollicitaciones de corte y torsión, y si la armadura de corte está formada por estribos y suplementos para el corte, puede atribuirse la sollicitación de torsión a los estribos y la sollicitación por corte a los suplementos para el corte.

18.11. PAQUETES DE BARRAS

18.11.1. Principios básicos

Los "paquetes de barras" constan de dos o tres barras individuales, de diámetro $d_s \leq 28$ mm, que están en contacto, y que para el montaje y hormigonado

se mantienen juntas mediante medidas apropiadas. Su utilización sólo se admite cuando las barras componentes son de acero nervurado.

Mientras no se indique lo contrario, valen los artículos 18.1. hasta 18.10. sin modificaciones, debiendo introducirse en todas las verificaciones en lugar del diámetro d_s de la barra individual, el diámetro equivalente d_{sv} del paquete. El diámetro equivalente es el de una barra individual de sección equivalente a la del paquete. Si "n" es el número de barras del paquete de diámetro d_s , el diámetro equivalente resulta $d_{sv} = d_s \sqrt{n}$.

En los elementos constructivos con tracción predominante (excentricidad relativa $\frac{e}{d} \leq 0,5$) el diámetro equivalente no puede ser mayor que $d_{sv} = 36$ mm.

18.11.2. Disposición, separación, recubrimiento

La disposición de las barras en el paquete, así como los valores mínimos del recubrimiento c_{sb} y de la luz libre entre los paquetes a_{sb} , se rigen de acuerdo con lo indicado en la figura 29. Para el recubrimiento de la armadura de piel (ver el artículo 18.11.3.) rige el artículo 13.2.

Mínima separación mutua:

$$a_{sb} \geq d_{sv}$$

$$a_{sb} \geq 2 \text{ cm}$$

Recubrimiento mínimo:

c_{sb} según la Tabla 10 y $\geq d_{sv}$

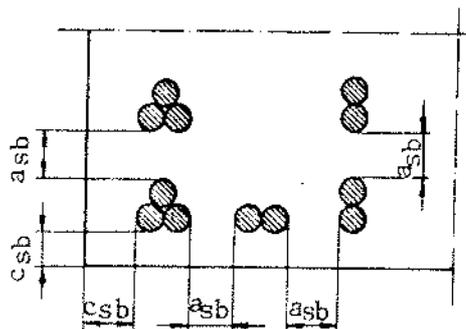


Figura 29. Disposición, separación mínima y recubrimiento mínimo en paquetes de barras.

18.11.3. Limitación del ancho de fisuras

Si fuera necesario realizar un control de la fisuración según lo indicado en el artículo 17.6.1., éste se llevará a cabo, en el caso de paquetes de barras

con $d_{sV} \leq 36$ mm, con el diámetro equivalente d_{sV} .

En los elementos constructivos solicitados predominantemente a flexión, con paquetes de barras de diámetro $d_{sV} > 36$ mm, debe disponerse siempre una armadura de piel en la zona traccionada del elemento constructivo, para obtener un comportamiento apropiado frente a la fisuración. En este caso puede prescindirse de la verificación del ancho de fisuración según el artículo 17.6.

Como armadura de piel se admiten únicamente las mallas soldadas de barras nervuradas,*⁾ donde la separación entre barras longitudinales y entre barras transversales sea como máximo igual a 10 cm. La sección de la armadura de piel en la dirección de los paquetes de barras, está dada por la ecuación (38), y en sentido transversal a ésta, debe ser por lo menos de $2,0$ cm²/m.

$$a_{sh} \geq 2 c_{sb} \quad \text{expresados en cm}^2/\text{m} \quad (38)$$

siendo:

a_{sh} la sección de la armadura de piel en la dirección de los paquetes de barras, expresada en cm²/m;

c_{sb} el recubrimiento de los manojos de barras, expresado en cm.

a) Tramo

b) Zona de apoyo

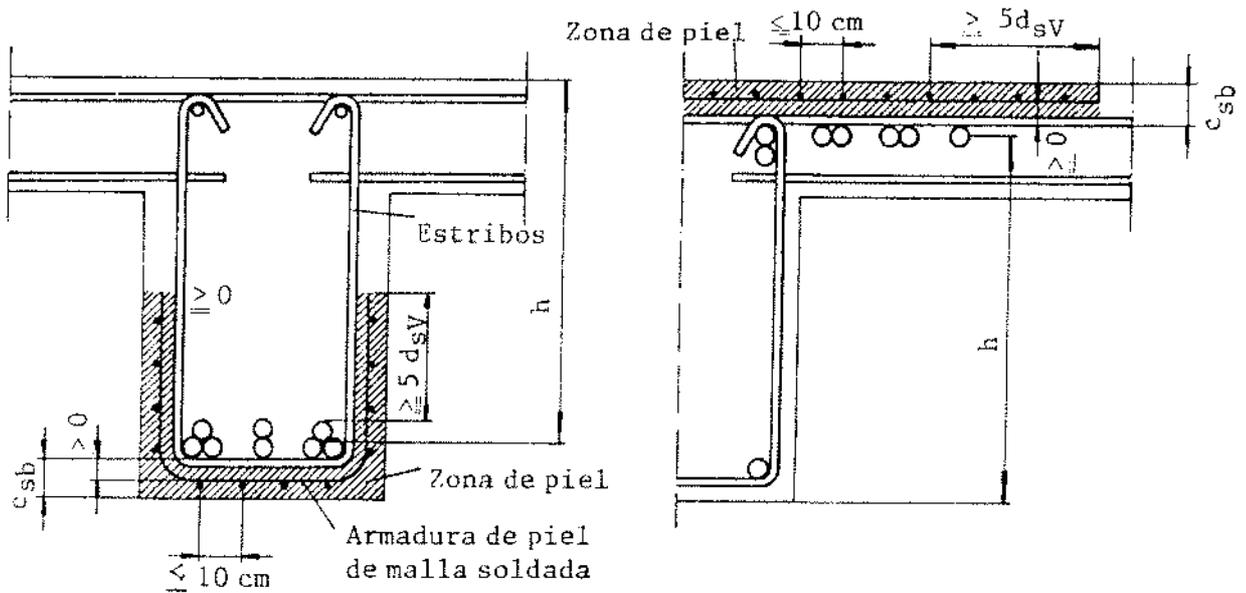


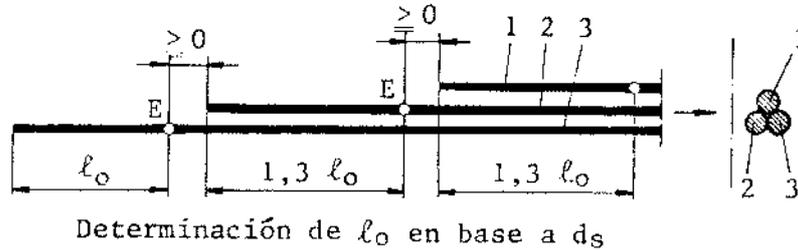
Figura 30. Ejemplos de la disposición de la armadura de piel en la sección de una viga placa.

*⁾ Pueden usarse eventualmente también mallas soldadas de barras no nervuradas. En este caso se recomienda una separación entre barras menor de 10 cm y duplicar los valores de a_{sh} a $4c_{sb}$ y a 4 cm²/m en la dirección transversal.

La armadura de piel debe exceder en una extensión mínima de por lo menos $5 d_{sv}$, la capa más interna de los paquetes de barras (ver la figura 30 a)); en la zona de apoyo de vigas placa, dicha magnitud se extenderá, a partir del paquete más alejado (ver la figura 30 b)). Las armaduras de piel pueden incluirse en las armaduras a flexión, corte y transversal, siempre que cumplan las condiciones exigidas para éstas. Los empalmes de las barras longitudinales deben efectuarse siempre siguiendo como mínimo, las reglas correspondientes a las barras transversales según los artículos 18.6.3. ó 18.6.4.4.

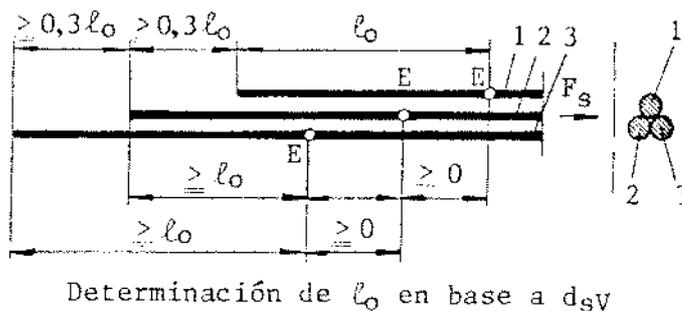
18.11.4. Anclaje de paquetes de barras

Los paquetes de barras solicitados a tracción, independientemente de d_{sv} , pueden terminar en un solo lugar, detrás de los apoyos extremos e intermedios, sin desplazamiento entre las barras individuales. Cuando d_{sv} es ≤ 28 mm, pueden terminar en estas condiciones también antes de llegar al apoyo. Cuando d_{sv} es > 28 mm, el anclaje de un paquete de barras antes de llegar al apoyo debe hacerse desplazando mutuamente los extremos de las barras en la dirección longitudinal (ver las figuras 31 ó 32).



Determinación de l_0 en base a d_s

Figura 31. Ejemplo de anclaje de paquetes de barras antes de un apoyo con puntos terminales E separados mutuamente.



Determinación de l_0 en base a d_{sv}

Figura 32. Ejemplo de anclaje de paquetes de barras antes de un apoyo con puntos terminales E muy próximos.

En el caso del anclaje de las barras de acuerdo con la figura 31, puede considerarse para el cálculo de la longitud de anclaje, el diámetro de la barra individual d_s ; en todos los demás casos se debe calcular con d_{sv} .

En el caso de paquetes de barras solicitados a compresión, todas las barras pueden terminar en un mismo lugar. A partir de un diámetro equivalente $d_{sv} > 28$ mm se debe disponer en los extremos del paquete como mínimo, cuatro estribos de diámetro $d_s = 12$ mm, siempre que la presión en la punta no sea absorbida con otras medidas (por ejemplo: ubicación de los extremos de las barras dentro de una losa); en ese caso se debe disponer de un estribo por delante de los extremos de las barras.

18.11.5. Empalmes de paquetes de barras

La longitud de empalme l_e se calcula de acuerdo con el artículo 18.6.3.2. ó 18.6.3.3. Los paquetes de barras constituidos por dos barras, con $d_{sv} \leq 28$ mm, pueden empalmarse sin desplazamiento en la dirección longitudinal de las barras individuales: el cálculo de l_e se debe hacer en función de d_{sv} .

En paquetes de barras formados por dos barras, con $d_{sv} \geq 28$ mm, o en paquetes de barras de tres barras, cada una de ellas debe empalmarse, con desplazamiento mutuo en la dirección longitudinal de una longitud mínima de $1,3 l_e$ (ver la figura 33), pero en cada corte de un paquete empalmado puede haber como máximo cuatro barras. El cálculo de l_e debe hacerse en función del diámetro de las barras individuales.

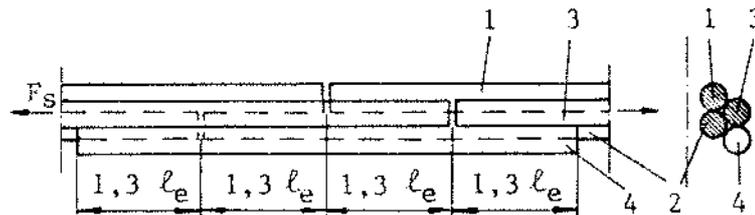


Figura 33. Ejemplo de un empalme traccionado con la adición de una barra a un paquete de tres barras.

18.11.6. Estribado de los paquetes de barras sometidos a compresión

Para emplear paquetes de barras con $d_{sv} \geq 28$ mm como armadura comprimida, apartándonos del artículo 25.2.2.2., el diámetro mínimo de los estribos individuales o helicoidales debe ser de 12 mm.

ANEXOS AL CAPITULO 18

INDICE

18.5.1.	ANCLAJE MEDIANTE BARRAS SOLDADAS	A.18 - 1
18.6.3.2.	LONGITUD DE EMPALME l_e EN EMPALMES TRACCIONADOS	A.18 - 1
18.6.3.4.	ARMADURA TRANSVERSAL EN LA ZONA DE EMPALMES POR YUXTAPOSICION DE BARRAS PORTANTES	A.18 ~ 2

ANEXOS AL CAPITULO 18

18.5.1. ANCLAJES MEDIANTE BARRAS SOLDADAS

Se deberá cuidar la resistencia al corte de la soldadura (ver la Tabla 10, renglón 5); y además la relación entre los diámetros de las barras que forman el anclaje debe estar comprendida entre 0,7 y 1,4.

18.6.3.2. LONGITUD DE EMPALME ℓ_e EN EMPALMES TRACCIONADOS

De acuerdo con la Tabla 26, los coeficientes α_e para empalmes en la zona de adherencia II pueden llegar al 75% de los valores para la zona de adherencia I. Esto está justificado debido a que la disminución de la resistencia de los empalmes, de la zona de adherencia II frente a la zona I es menor que en los anclajes. En los empalmes es determinante básicamente la resistencia del hormigón a tracción, en cambio en el caso de los anclajes lo es el deslizamiento en el comienzo del anclaje. Esto resulta influenciado más nítidamente por la ubicación de la barra que por la resistencia del hormigón a tracción. Por lo tanto es suficiente con aumentar las longitudes de empalme en 1,5 veces los valores para la zona de adherencia I. Dado que la longitud de empalme se calcula en base a la longitud de anclaje, se obtiene la siguiente relación:

$$\ell_e(\text{II}) = \alpha_e(\text{II}) \cdot \ell_1(\text{II}) = \alpha_e(\text{II}) \cdot 2 \cdot \ell_1(\text{I}) \quad (\text{A.9.})$$

$$\ell_e(\text{II}) = 1,5 \cdot \ell_e(\text{I}) = 1,5 \cdot \alpha_e(\text{I}) \cdot \ell_1(\text{I}) \quad (\text{A.10.})$$

Igualando (1) y (2) se obtiene:

$$\alpha_e(\text{II}) = \frac{1,5 \cdot \alpha_e(\text{I}) \cdot \ell_1(\text{I})}{2 \cdot \ell_1(\text{I})} = 0,75 \alpha_e(\text{I})$$

18.6.3.4. ARMADURA TRANSVERSAL EN LA ZONA DE EMPALMES POR YUXTAPOSICION DE BARRAS PORTANTES

Las disposiciones citadas en el texto de este artículo se resumen en la Tabla A.2.

Tabla A.2. Armadura transversal en empalmes por yuxtaposición de barras resistentes.

1	2	3	4	5	6
Posición de las barras empalmadas	Diámetro de la barra d_s mm	% de empalmes	Separación entre empalmes vecinos	Armadura transversal	
				Cálculo	Disposición
1	< 16	cualquiera	cualquiera	constructiva	
2	≥ 16	≤ 20			
3	≥ 16	> 20 ≤ 50	cualquiera	$\Sigma A_s, \text{ trans.}$ $\geq 1 A_s \text{ (1)}$	externa
4		> 50	$\geq 10 d_s$		externa
5			$< 10 d_s$		en forma de estribos
6		$< 10 d_s$ Desplazamiento longitudinal $\approx 0,5 \ell_0$			externa
7	yuxtapuesta	cualquiera		$\Sigma A_s, \text{ trans.}$ $\geq \Sigma A_s \text{ (2)}$	en forma de estribos

(1) A_s = sección transversal de una barra empalmada.
 (2) ΣA_s = sección transversal de todas las barras empalmadas.

CAPITULO 19. ELEMENTOS PREMOLDEADOS DE HORMIGON

19.1. CONSTRUCCIONES CON ELEMENTOS PREMOLDEADOS DE HORMIGON

Tanto para las construcciones formadas por elementos premoldeados como para los elementos premoldeados, rigen las mismas directivas que para las construcciones de hormigón armado in situ, mientras no se opongan a las indicaciones contenidas en los artículos siguientes.

En las construcciones con elementos premoldeados se deberá tener especial cuidado en la aplicación de los principios constructivos del artículo 15.8.1., referentes a la rigidez y estabilidad del conjunto. Los elementos premoldeados portantes y arriostrantes deben unirse mediante armadura o dispositivos equivalentes. Eventualmente se unirán mediante elementos estructurales de hormigón in situ, de manera tal que no pierdan su estabilidad aún bajo solicitaciones extraordinarias (como por ejemplo, asentamiento de apoyo, fuertes vibraciones, incendios, etc.).

19.2. REQUERIMIENTOS GENERALES PARA ELEMENTOS PREMOLDEADOS

Los elementos premoldeados de hormigón serán considerados como ejecutados en fábrica, (elaborados bajo condiciones de fábrica), si los mismos han sido producidos en un establecimiento para la fabricación de elementos premoldeados que cumple con los requisitos del artículo 5.2.

Para el proyecto y dimensionamiento de los elementos premoldeados de hormigón de acuerdo con los artículos 17.1. hasta 17.5., se deberán considerar las solicitaciones más desfavorables que puedan originarse durante el almacenamiento y transporte de los mismos (por ejemplo como resultado de colocar las unidades verticalmente, inclinadas o de costado, o de sostenerlas solamente por su centro de gravedad), durante el montaje y en el armado final de la estructura.

Para las solicitaciones más desfavorables que se puedan originar durante el transporte de los elementos premoldeados hasta su ubicación en la posición definitiva, el coeficiente de seguridad γ_M y para el dimensionamiento a flexión y a flexocompresión, según el artículo 17.2.2., podrá reducirse a $\gamma_M = 1,3$. Los elementos premoldeados que hayan sufrido cualquier daño significativo no deben ser montados.

Se podrá prescindir del dimensionamiento para el caso de carga "transporte", si los elementos premoldeados tienen una longitud igual o menor que 4 m. En elementos en forma de barras (prismáticos) la zona de compresión deberá tener siempre, por lo menos, una barra de armadura como mínimo de 6 mm de diámetro. En elementos premoldeados en los que la relación largo a ancho es mayor o igual que veinte, se deberá prever siempre en la zona traccionada y en la comprimida por lo menos dos barras de armadura con la máxima separación posible, a fin de mejorar la rigidez transversal.

19.3. DIMENSIONES MINIMAS DE LOS ELEMENTOS

El espesor mínimo de los elementos premoldeados en fábrica puede ser hasta 2 cm más pequeño que el espesor de los elementos de hormigón in situ, pero no podrá ser inferior a 4 cm. El espesor de la placa de losas nervuradas premoldeadas no podrá ser inferior a 5 cm. Para las dimensiones de los elementos comprimidos ver el artículo 25.2.1.

El espesor d para losetas huecas de hormigón armado, para entrepisos, debe ser como mínimo de 6 cm. Para techos y azoteas sólo accesibles para limpieza y reparación, el espesor mínimo requerido es de 5 cm. La medida d_1 debe ser por lo menos de $1/4 d$ y la medida d_2 por lo menos $1/5 d$ (ver la figura 34). El menor ancho de la sección transversal, deduciendo los anchos de las cavidades, no debe ser inferior a $1/3 b$, siempre que el dimensionamiento a corte, según el artículo 17.5.3. no exija un espesor mayor.

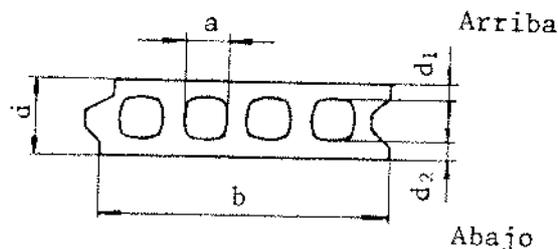


Figura 34. Losetas huecas de hormigón armado.

19.4. COLABORACION ENTRE ELEMENTOS PREMOLDEADOS Y EL HORMIGON ELABORADO IN SITU

En el dimensionamiento (según los artículos 17.1. a 17.5.) de secciones compuestas, formadas por elementos de hormigón premoldeado complementadas con hormigón elaborado in situ, se puede considerar a toda la sección transversal

(compuesta) como si hubiera sido hormigonada desde el principio como un conjunto; esto es aplicable también a extremos de apoyo hormigonados con posterioridad. Esto supone que los esfuerzos de corte que solicitan a la junta de trabajo entre el hormigón premoldeado y el hormigón in situ, bajo esta hipótesis de cálculo, son absorbidos por armaduras de acuerdo con los artículos 17.5.4. y 17.5.5. y que la junta entre la sección premoldeada y la sección in situ es rugosa o suficientemente perfilada. El esfuerzo de corte también se podrá cubrir mediante enclavamientos armados o uniones metálicas adecuadas.

En el dimensionamiento para el esfuerzo de corte sólo se podrá hacer uso de la minoración del valor básico de τ_0 previsto en el artículo 17.5.5., en los casos indicados en el artículo 19.7.2. El valor básico τ_0 no debe exceder el valor de τ_{02} (Tabla 18, renglón 2 ó 4).

Si en una misma sección se emplean elementos premoldeados y hormigón in situ, o también elementos incorporados activos de distinta resistencia, será determinante para el dimensionamiento de la sección completa la menor de las resistencias, salvo que se considere en el cálculo el comportamiento portante desigual de las distintas partes.

19.5. MONTAJE DE LOS ELEMENTOS PREMOLDEADOS

19.5.1. Seguridad durante el montaje

Los elementos premoldeados deben montarse en forma tal que desde el momento de su ubicación queden fijados con seguridad en su posición, aún ante sacudidas accidentales, por ejemplo se deberán asegurar las vigas esbeltas contra el volcamiento.

19.5.2. Puntales de montaje

Los elementos premoldeados deben dimensionarse en forma tal que no resulten separaciones menores que 150 cm para los apuntalamientos de montaje, ni menores que 100 cm en caso de losas.

Si se verifican los momentos positivos del tramo bajo la hipótesis de viga simplemente apoyada, no será necesaria la verificación de los momentos negativos sobre los apuntalamientos de montaje en los siguientes casos: entrepisos de losas según el artículo 19.7.6., entrepisos de vigas según el artículo 19.7.7., entrepisos de vigas placa según el artículo 19.7.5., Tabla 32, renglón 5, y losas nervuradas según el artículo 19.7.8. Las losas con armadura rígida a flexión (viguetas de perfiles livianos o barras redondas de acero) deben considerarse en todos los casos, en el estado de montaje, como vigas simplemente apoyadas.

19.5.3. Profundidad de apoyo

Como profundidad mínima de apoyo en estado definitivo, se deberá tomar la correspondiente a elementos hormigonados in situ. En el caso de completamiento posterior de la zona de apoyo con hormigón in situ, la profundidad de apoyo durante el estado de montaje no deberá ser menor que 3,5 cm, teniendo además presentes eventuales desviaciones de medidas. Este tipo de apoyo puede sustituirse por apuntalamientos auxiliares en la cercanía inmediata del apoyo definitivo.

La profundidad de apoyo de elementos incorporados debe ser por lo menos de 2,5 cm. En tabiques portantes sólo podrán apoyarse elementos incorporados macizos, cuya resistencia sea por lo menos igual a la resistencia de la mampostería del tabique.

19.5.4. Apoyos y juntas solicitadas a compresión

Los elementos premoldeados deben apoyar en su estado definitivo sobre mortero de cemento o sobre hormigón. De esto se podrá prescindir en el caso de elementos con pequeñas dimensiones y con reacciones de apoyo reducidas, como por ejemplo: en el caso de elementos para entrepisos y en el caso de elementos de pequeño espesor transversal para techos. En lugar de un mortero de cemento o de hormigón, se pueden usar otros elementos intermedios adecuados, siempre que no provoquen circunstancias adversas para la estabilidad de la estructura (por ejemplo para la absorción de las tensiones de hendidamiento), para la deformación, para la aislación acústica o para la protección contra incendio.

Para el cálculo de las juntas de mortero rige el artículo 17.3.4. La composición del mortero de cemento debe cumplir con el artículo 6.8.1. y el hormigón debe cumplir con los requisitos del artículo 6.6.

Las juntas entre elementos premoldeados solicitadas a compresión deben tener un espesor mínimo de 2 cm, para poder llenarlas prolijamente con mortero u hormigón. Si son llenados con mortero a presión deben tener por lo menos 0,5 cm de espesor.

Las juntas horizontales pueden tener espesores menores si el elemento premoldeado superior es ubicado sobre un lecho de mortero fresco, en el cual se garantiza la correcta ubicación en altura del elemento premoldeado mediante dispositivos adecuados (distanciadores).

19.6. IDENTIFICACION DE LOS ELEMENTOS

En cada elemento premoldeado debe figurar en forma legible el nombre del fabricante. Se permiten abreviaturas. Se recomienda que figure también la fecha de fabricación del elemento. Deberá indicarse la posición correspondiente a la ubicación definitiva del elemento si existe posibilidad de confusión. Los elementos premoldeados que tienen idénticas medidas externas pero que difieren en sus armaduras, en la clase de resistencia, o en el recubrimiento de hormigón, deben ser provistos de las respectivas marcas de identificación. Asimismo si los elementos premoldeados sólo pueden transportarse en una posición especial (por ejemplo, si no se los puede transportar de costado), deberá hacerse referencia a ello, mediante inscripciones adecuadas.

19.7. ENTREPISOS, TECHOS Y PARTES CONSTRUCTIVAS SIMILARES FORMADOS POR ELEMENTOS PREMOLDEADOS

19.7.1. Campo de validez y disposiciones generales

Se pueden emplear entrepisos, techos y partes constructivas similares con elementos premoldeados de hormigón armado, en los siguientes casos:

- con sobrecargas predominantemente estáticas, uniformemente distribuidas (Ver CIRSOC 101: "Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de las estructuras de edificios" y el artículo 2.1.5. de este Reglamento);
- con cargas concentradas estáticas mayores que las correspondientes a la carga p uniformemente distribuida en 1 m^2 o mayores que $7,5 \text{ kN}$ siempre que se distribuyan en una superficie mayor mediante disposiciones adecuadas y con cargas de rueda hasta $7,5 \text{ kN}$ (750 kgf), (por ejemplo, automóviles);
- para fábricas y talleres sólo de acuerdo con las especificaciones de la Tabla 32 del artículo 19.7.5..

Para entrepisos con elementos premoldeados rigen las disposiciones y simplificaciones adicionales indicadas en los artículos 19.7.2. hasta 19.7.10.. Las indicaciones dadas en el artículo 19.7.5., para la ejecución de uniones transversales de elementos premoldeados, permiten la adecuada elección de este tipo de uniones en función de la magnitud de la sobrecarga y del tipo de entrepiso adoptado.

19.7.2. Colaboración de elementos premoldeados y de hormigón in situ en el caso de losas de entrepisos

Para cargas predominantemente estáticas, con exclusión de fábricas y talleres, el valor básico τ_0 de la tensión de corte para entrepisos podrá minorarse pa-

ra el dimensionamiento de la armadura de corte y la de enlace, (ver el artículo 19.7.3.) entre elementos premoldeados y hormigón in situ, según lo indicado en el artículo 17.5.5. Para ello la sobrecarga no será superior a $5,0 \text{ kN/m}^2$ (500 kgf/m^2), las superficies de contacto de los elementos premoldeados serán rugosas y el valor básico τ_0 para losas no excederá $0,7 \tau_{011}$ (ver el renglón 1b de la Tabla 18) y en otros elementos $0,7 \tau_{012}$ (ver el renglón 3 de la Tabla 18). En tal caso la ecuación (25) debe ser reemplazada por la ecuación (39) ó (40) respectivamente:

$$\tau = \frac{\tau_0^2 \text{ existente}}{0,7 \tau_{011}} \geq 0,4 \tau_0 \quad (39)$$

$$\tau = \frac{\tau_0^2 \text{ existente}}{0,7 \tau_{012}} \geq 0,4 \tau_0 \quad (40)$$

No es necesario verificar numéricamente la colaboración entre hormigón in situ y elementos incorporados estáticamente activos, cuando la sobrecarga es menor que 5 kN/m^2 (500 kgf/m^2) y siempre que los elementos incorporados tengan superficie rugosa o estén hechos de cerámica. De tales elementos incorporados sólo pueden considerarse como colaborantes las almas exteriores adheridas directamente al hormigón in situ, hasta $2,5 \text{ cm}$ por cada nervio, y además la placa de compresión.

19.7.3. Armadura de enlace entre elementos premoldeados y hormigón in situ

La armadura de enlace entre los elementos premoldeados y el hormigón in situ deberá dimensionarse de acuerdo con el artículo 19.4. o con el artículo 19.7.2. No será necesario distribuir dicha armadura sobre todos los entornos de la junta que aparecen en la sección transversal entre hormigón in situ y elementos premoldeados (ver la figura 35).

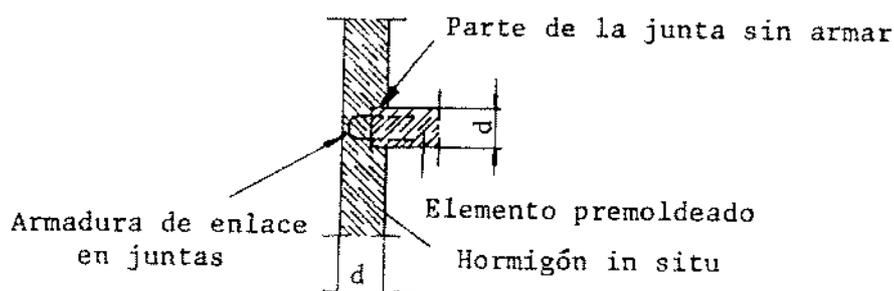


Figura 35. Armadura de enlace en juntas

Las armaduras de enlace en forma de estribos deben anclarse a partir de la junta, de acuerdo con el artículo 18.5., cumpliendo con las disposiciones del artículo 18.8.2.1. La armadura de enlace debe empalmarse con barras longitudinales, o bien debe enlazar como mínimo sendas barras longitudinales dispuestas en la zona traccionada y comprimida.

En la dirección de la luz portante la separación de la armadura de enlace no deberá superar el doble del espesor d de la losa.

En el caso de losas premoldeadas con capa superior de hormigón in situ (ver el artículo 19.7.6.) la separación de la armadura de enlace, transversalmente a la luz portante, deberá ser $\leq 5d$, siendo d el espesor de la losa, y como máximo 75 cm. Su distancia al borde longitudinal de las losas no deberá superar 37,5 cm.

19.7.4. Entrepisos formados por elementos premoldeados

19.7.4.1. Disposiciones generales

Un entrepiso formado por elementos premoldeados se podrá considerar como placa portante horizontal, cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- a) Si en estado definitivo constituye una superficie plana sin solución de continuidad.
- b) Si los elementos constituyentes están ligados en las juntas en forma tal que puedan transmitir esfuerzos de compresión.
- c) Si las cargas actuantes en el plano de la placa pueden ser absorbidas por efecto de arco o de acción de viga reticulada, conjuntamente con los elementos de borde y los montantes traccionados del reticulado, debidamente armados.

Los montantes traccionados necesarios para la acción de reticulado pueden constituirse por armaduras colocadas en las juntas entre premoldeados y ancladas en los elementos de borde conforme con lo indicado en el Capítulo 18. La armadura de los montantes traccionados y de los elementos de borde debe verificarse.

En placas constituidas por entrepisos, que se utilizan como tales en la absorción de los esfuerzos de viento de un piso, se podrá prescindir de la disposición de montantes traccionados, cuando la longitud del lado menor de la placa es a lo sumo de 10 m y si el lado mayor es menor o igual que una vez y media el lado menor, y si además la placa está bordeada en todos los lados por un en

cadenado con armadura suficiente para absorber bajo cargas de servicio por lo menos 30 kN (3 000 kgf) (por ejemplo, por lo menos dos barras $d_s = 12$ mm o una armadura de sección equivalente).

Las juntas que son cruzadas por las diagonales comprimidas de la estructura portante equivalente (arco o reticulado) deben ejecutarse de acuerdo con el artículo 19.4., cuando la tensión de corte bajo la hipótesis de una distribución uniforme en las juntas resulta mayor que $0,1 \text{ MN/m}^2$ (1 kgf/cm^2).

19.7.4.2. Placas horizontales en construcciones formadas por paneles premoldeados

En construcciones formadas por paneles planos sin esqueleto estructural portante se deberá prever, en todas las juntas sobre paredes interiores portantes o arriostrantes, una armadura que se dimensionará por lo menos para un esfuerzo de tracción de 15 kN (1 500 kgf), adicionalmente a la armadura de placa rígida indicada en el artículo 19.7.4.1. Estas armaduras se deben unir con la armadura de placa indicada en el artículo 19.7.4.1. y entre sí, según las prescripciones de los artículos 18.5. y 18.6. En el caso de paneles horizontales que no abarquen todo el ambiente, se deberá colocar también en las juntas intermedias una armadura dimensionada por lo menos para un esfuerzo de tracción de 15 kN (1 500 kgf) y que se unirá con las demás armaduras según las disposiciones de los artículos 18.5. y 18.6.

Si para las armaduras antes indicadas no resulta posible una disposición rectilínea por la presencia de ángulos entrantes o impedimentos similares, se deberá garantizar la continuidad del esfuerzo de tracción mediante disposiciones adecuadas.

19.7.5. Uniones transversales de elementos premoldeados

En entresijos, rampas o construcciones similares formadas por elementos premoldeados puestos uno al lado del otro, se deberá cuidar mediante disposiciones adecuadas que en las juntas no se presenten deformaciones desiguales por diferencias de cargas sobre los distintos elementos contiguos.

Puede suponerse una adecuada distribución transversal de las sobrecargas, sin necesidad de verificación, cuando se cumplen los requisitos mínimos de la Tabla 32; las medidas estructurales necesarias se pueden reemplazar también por otras más efectivas (por ejemplo caso IV en lugar del caso III).

En los demás casos debe ser verificada la transmisión de los esfuerzos de corte en las juntas, con prescindencia de la resistencia a tracción del hormigón

(ver el artículo 17.2.1.). Se deberán ubicar las cargas en la posición más desfavorable. En los entrepisos calculados con la hipótesis de sobrecargas uniformemente distribuidas se podrá efectuar la verificación numérica de la unión transversal de la junta, para un esfuerzo de corte ideal actuante a lo largo de la junta, de magnitud igual a la sobrecarga actuante en un ancho de influencia de 0,50 m. No será necesario en general estudiar la transmisión de esta fuerza ideal a los elementos adyacentes. Sólo en el caso de vigas placa y si la junta afecta la placa, se deberá verificar si el momento de voladizo originado en la losa por esta fuerza ideal en la junta, supera el momento correspondiente a la carga total.

Para elementos premoldeados que no son estables bajo cargas asimétricas (por ejemplo: vigas placa con un solo nervio y que no pueden absorber momentos torsores), la unión transversal debe ejecutarse con rigidez a flexión para garantizar el equilibrio.

Los números I a V de la Tabla 32 se refieren, en orden de eficacia en cuanto a la distribución transversal, a las siguientes disposiciones constructivas:

- I : Hendiduras de por lo menos 2 cm de profundidad en los elementos premoldeados, en los lados que forman la junta (ver la figura 36). Las juntas se llenan con mortero de acuerdo con el artículo 6.8.1., o con hormigón de una resistencia mínima correspondiente al tipo H-13, en forma tal que los esfuerzos de corte pueden ser transmitidos aún con prescindencia de la adherencia entre mortero y elemento premoldeado.

Si las cargas p son mayores o iguales que $2,75 \text{ kN/m}^2$ (275 kgf/m^2) se deberán prever siempre armaduras de encadenamiento.

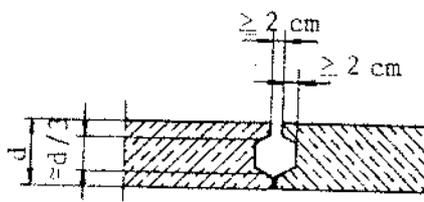


Figura 36. Ejemplo de junta entre elementos premoldeados.

- II : Armadura transversal de acuerdo con el artículo 20.1.6.3. en una capa de hormigón in situ de espesor no menor que 4 cm (por ejemplo

Tabla 32. Disposiciones para la vinculación transversal de los elementos premoldeados.

1	2	3	4	5
Tipo de entrepiso	Sobrecargas predominantemente estáticas			Sobrecargas predominantemente estáticas y no predominantemente estáticas.
	$p \leq 3,5 \text{ kN/m}^2$ * 1)	$p \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$ *	$p \leq 10 \text{ kN/m}^2$ *	p = sin limitación.
	excluido fábricas y talleres	también en fábricas y talleres de industria liviana.	excluido fábricas de industria pesada	también en fábricas y talleres de industria pesada.
1	Elementos premoldeados yuxtapuestos de todo tipo (losas, placas huecas de hormigón armado, vigas, vigas-placa) con excepción de losas nervuradas.	I	II	solamente con verificación
2	Losetas premoldeadas con capa estáticamente colaborante colocada in situ (ver el artículo 19.7.6.)	III	III	III Solamente con armadura transversal continua.
3	Losas nervuradas con nervios total o parcialmente premoldeados y placa colocada in situ o con elementos incorporados estáticamente colaborantes. y Entrepisos nervurados de acuerdo con el artículo 21.2.1. con nervios ejecutados in situ y elementos incorporados estáticamente colaborantes o ladrillos para losas.	IV	IV	no admisible
4	Entrepisos de vigas total o parcialmente premoldeadas con separación entre ejes de 1,25 m como máximo, con elementos incorporados estáticamente no colaborantes.	V	V	no admisible
5	Entrepisos de vigas-placa a) con vigas de hormigón in situ y losas premoldeadas; b) vigas total o parcialmente premoldeadas y losas de hormigón colocado en obra c) con vigas y losas premoldeadas	ninguna disposición salvo la verificación del efecto de continuidad de la losa y su vinculación eficaz a flexión y corte con la viga.		
6	Elementos premoldeados de cualquier tipo de tamaño correspondiente al ambiente, sin hormigón in situ complementario.	Son determinantes las especificaciones para elementos de hormigón in situ.		

* $1 \text{ kN/m}^2 = 100 \text{ kgf/m}^2$

1) Rige también para los pasillos anexos.

según la figura 37 a), o armadura saliente del elemento premoldeado, con configuración para empalme (por ejemplo según la figura 37 b).

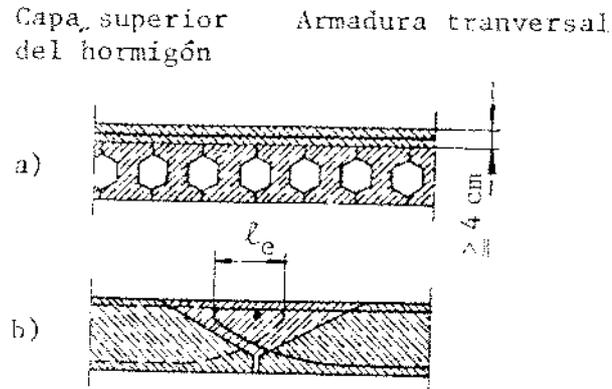


Figura 37. Ejemplos para la disposición de una armadura transversal

- III : Armadura transversal de acuerdo con el artículo 20.1.6.3. ubicada lo más bajo posible en el hormigón in situ (pero teniendo en cuenta el artículo 13.2. y la figura 38 a) o empalmada de acuerdo con el artículo 19.7.6. (ver la figura 38 b).

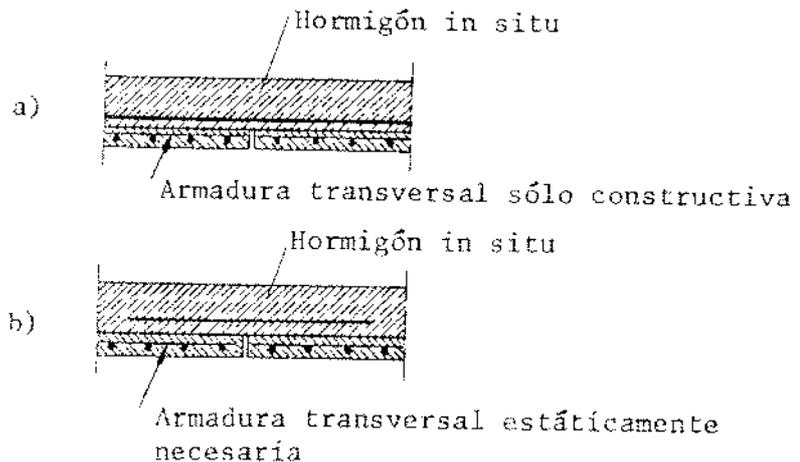


Figura 38. Ejemplos para la disposición de una armadura transversal

- IV : Nervios transversales de acuerdo con el artículo 21.2.2.3. Para sobrecargas que excedan los 3,5 kN/m (350 kgf/m) estos nervios deben dimensionarse para las solicitaciones totales de los nervios longitudinales; para sobrecargas menores se los dimensionará para la mitad

de las solicitaciones de los nervios longitudinales. Deben tener aproximadamente la misma altura que aquéllos y deben estribarse.

V : Como en el caso IV con la exigencia de por lo menos una nervadura transversal si las luces son mayores que 4 m.

19.7.6. Losetas premoldeadas con capas de hormigón in situ, estáticamente colaborante

El espesor mínimo de la capa de hormigón in situ es de 5 cm. La superficie de las losetas premoldeadas en la unión con el hormigón in situ debe ser rugosa.

En el caso de losas armadas en una sola dirección, la armadura principal debe estar siempre en la loseta premoldeada. Para la armadura transversal rige el artículo 20.1.6.3. Esta puede disponerse tanto en la loseta premoldeada como en el hormigón in situ. Si la armadura transversal se ubica en la loseta premoldeada, se deberá empalmar en las juntas según los artículos 18.5. y 18.6.; por ejemplo mediante barras adicionales ubicadas en el hormigón in situ, con longitud de empalme l_e de acuerdo con el artículo 18.6.3.2. hacia cada lado. Si la armadura transversal se ubica en el hormigón in situ, se deberá prever adicionalmente una armadura mínima transversal en las losetas, según el artículo 20.1.6.3.

En el caso de losas armadas en dos direcciones la armadura en una de las direcciones, se ubicará en las losetas premoldeadas y la armadura en la otra dirección en el hormigón in situ. En la determinación de las solicitaciones internas de estas losas no se podrá considerar el efecto favorable de una rigidez torsional.

En losetas conforma de paneles que abarquen todo el ambiente se podrá colocar la armadura de las dos direcciones en el elemento premoldeado.

En cuanto a la verificación de la transmisión del esfuerzo de corte entre el elemento premoldeado y el hormigón in situ, véase el artículo 19.7.2.

19.7.7. Entrepisos de vigas con o sin elementos incorporados

Entrepisos de vigas son aquellos formados por vigas total o parcialmente premoldeadas cuyos ejes no tengan una separación mayor que 1,25 m. Pueden contener elementos incorporados que no son portantes en la dirección de las vigas o pueden estar formados por vigas sin elementos incorporados, por ejemplo: por elementos premoldeados dispuestos directamente uno al lado del otro.

Si las vigas reciben en los apoyos cargas de tabiques superiores (con excep-

ción de tabiques livianos de separación), y si la distancia libre entre las almas de las vigas es menor que 25 cm, el espacio entre las vigas en el apoyo debe ser llenado con hormigón, es decir no se podrá llenar con mampostería. Por lo tanto, viguetas con alas superiores o viguetas huecas se deberán fabricar con extremos macizos en la extensión de la superficie de apoyo. Podrán también realizarse en forma tal que mediante la eliminación del ala superior en la zona de apoyo, sea posible llenar con hormigón los espacios entre almas, una vez ubicadas las vigas en su posición.

Para el aumento lateral de la zona de compresión de las viguetas, sólo puede considerarse como estáticamente activo el hormigón in situ ubicado en un ancho igual o menor a 1,5 veces el espesor de la losa, y no más de 35 cm. Para resistir las cargas aplicadas dicho hormigón elaborado in situ deberá haber alcanzado por lo menos una resistencia a la compresión correspondiente a un hormigón H-13 y las vigas deberán tener una superficie rugosa en las juntas con el hormigón elaborado in situ. Para la verificación de la unión entre vigas premoldeadas y hormigón in situ ver el artículo 19.7.2.

19.7.8. Losas nervuradas de hormigón armado con los nervios total o parcialmente premoldeados

19.7.8.1. Disposiciones generales

Para la definición y para las sobrecargas admisibles ver el artículo 21.2.1. Las franjas prefabricadas de losetas nervuradas deben tener en cada borde longitudinal y transversal un nervio.

19.7.8.2. Losas nervuradas de hormigón armado con elementos incorporados estáticamente colaborantes

Como estos elementos no están aún debidamente normalizados, sólo se indican algunas consideraciones generales para su empleo.

Los espacios libres entre las juntas de los elementos incorporados estáticamente colaborantes (ver el artículo 6.3.2.) deben ser cuidadosamente rellenos con hormigón simultáneamente con los nervios longitudinales para garantizar una perfecta transmisión de los esfuerzos de compresión longitudinales, entre los elementos incorporados. En losas nervuradas con elementos incorporados estáticamente colaborantes, no se deberá considerar, en general, para el cálculo la capa de compresión de hormigón in situ ubicada sobre los elementos incorporados, porque no está suficientemente asegurada la colaboración de esta capa con los elementos incorporados (especialmente por su distinta retracción).

La zona efectiva de compresión de la sección transversal comprende las partes de los elementos incorporados, ligadas con mortero ubicadas en la zona de compresión, y las zonas de los nervios formados por hormigón in situ o premoldeado.

La sección y el espesor de los elementos incorporados que participan en la transmisión de los esfuerzos se determinarán para cada tipo de elemento incorporado mediante ensayos.

Para el dimensionamiento a corte se partirá básicamente del espesor del nervio de hormigón, pudiéndose utilizar un pequeño "espesor colaborante" de los elementos incorporados, no mayor de 2,5 cm por nervio y que se justificará mediante ensayos.

Se deberá tener especial cuidado si se quiere utilizar la colaboración a compresión de elementos incorporados en la parte inferior de una sección (zona de momentos negativos). Sólo se podrán utilizar elementos incorporados que permitan llenar las juntas totalmente con hormigón. Se deberá cuidar la transición de esta zona a la zona normal; en la zona de momentos negativos se disminuirá la altura útil h de cálculo en 1 cm.

El dimensionamiento se deberá realizar básicamente de acuerdo con el Capítulo 17 y como si todo el área de la sección transversal estuviese realizado con un hormigón de resistencia no mayor que la correspondiente a la del tipo H-17. La resistencia mínima requerida de los elementos incorporados se determinará mediante ensayos.

Tabla 33. Resistencia a la compresión de los elementos incorporados y del hormigón

	1	2	3
	Tipo de hormigón en nervios y en las juntas de empalme	Resistencia a la compresión mínima requerida para los elementos incorporados, en MN/m^2 *	Resistencia a la compresión media requerida para los elementos incorporados en MN/m^2 *
1	H-13	15	20
2	H-17	22,5	30

* $1 \text{ MN/m}^2 \approx 10 \text{ kgf/cm}^2$

En lo que se refiere a la cooperación estructural entre hormigón in situ y los componentes premoldeados, deben cumplirse los requisitos indicados en el artículo 19.4.

La armadura transversal mínima, requerida según el artículo 21.2.2.1., se dispondrá en los espacios correspondientes de las juntas de empalme de los elementos incorporados.

Para los nervios transversales ver el artículo 21.2.2.3.

19.7.9. Placas huecas de hormigón armado

En losetas (tablones) huecas de hormigón armado premoldeadas, puede prescindirse de los estribos si la sobrecarga es menor que $3,5 \text{ kN/m}^2$ (350 kgf/cm^2); y hasta un ancho de 50 cm puede prescindirse también de la armadura transversal, si las tensiones de corte son menores que los valores del renglón 1b) de la Tabla 18. En cuanto a las medidas mínimas ver el artículo 19.3.

19.7.10. Losas premoldeadas de bloques de cerámica

Cuando una losa está formada por varias franjas premoldeadas de bloques de cerámica se requieren, para su vinculación transversal, medidas equivalentes a las del artículo 19.7.5.

19.8. PAREDES FORMADAS POR ELEMENTOS PREMOLDEADOS

19.8.1. Generalidades

Para paredes constituidas por elementos premoldeados rigen las disposiciones correspondientes a paredes y tabiques de hormigón in situ (véase el artículo 25.5.) mientras no se opongan a lo indicado en los artículos siguientes.

Los tabiques portantes y arriostrantes (ver el artículo 25.5.) sólo pueden formarse mediante elementos premoldeados de altura igual a la altura de un piso, con excepción de piezas de ajuste (adaptadores) en la zona de descansos de escalera. Si se admite en el cálculo la colaboración de los distintos elementos premoldeados en la absorción de cargas horizontales y verticales, se deberán verificar las sollicitaciones en las juntas (ver el artículo 19.8.5.).

En paredes formadas por dos o más paneles de tamaño menor que el ambiente, los paneles correspondientes se consideran como apoyados en dos o tres lados en el sentido del artículo 25.5.2.

19.8.2. Espesores mínimos

19.8.2.1. Tabiques premoldeados con sección rectangular llena

Para la fijación del espesor mínimo rigen las disposiciones de la Tabla 38 del artículo 25.5.3.2.

19.8.2.2. Tabiques premoldeados con sección transversal abierta o con huecos

Los tabiques con sección transversal aligerada (por ejemplo, tabiques con huecos verticales) deben tener como mínimo el mismo momento de inercia que el correspondiente a los tabiques de sección llena del espesor mínimo dado en la Tabla 38.

El espesor mínimo de las partes de la sección transversal de estos tabiques debe ser 1/10 de la distancia libre entre nervaduras o entre almas, y no menor que 5 cm.

19.8.3. Juntas verticales entre tabiques portantes y arriostrantes

Si en la verificación a pandeo según el artículo 17.4. se admite un tabique como apoyado en tres o cuatro lados, los tabiques portantes deben estar ligados a los tabiques que los arriostran, por ejemplo mediante juntas llenadas y armadura. Esta armadura debe ubicarse en lo posible en los tercios de la altura del tabique y debe poder absorber en cada tercio 1/100 de la carga vertical del tabique portante que se desea arriostrar. Como mínimo se deberán ubicar en los tercios, bucles de barras de $d_s = 8$ mm de acero AL - 220 (I), o uniones de construcción de acero equivalente. Se admiten también como equivalentes a las uniones que tengan distribuidas en toda la altura del tabique una armadura de sección igual a la indicada.

La armadura de la junta debe ser realizada en tal forma que se pueda colocar y compactar el hormigón de la junta en forma impecable.

Se podrá prescindir de la armadura en la junta entre tabique portante y arriostrante en el caso en que el tabique portante esté arriostrado por dos tabiques arriostrantes alineados o a lo sumo desplazados en seis veces el espesor del tabique portante y ubicados en ambos lados de éste.

19.8.4. Juntas horizontales

Si un tabique apoya sobre el empalme de dos losas de entrepiso o sobre una losa concurrente a un nudo de una pared externa, sólo se podrá considerar en su dimensionamiento (sin tener en cuenta el pandeo), el 50% de la sección portante, siempre que no se demuestre mediante ensayos que se pueda admitir

un porcentaje mayor. Estos ensayos se deberán hacer teniendo en cuenta las condiciones de apoyo.

Puede tomarse para el dimensionamiento y sin considerar el pandeo en la unión de nudos de tabiques internos y externos, el 60% de la sección de apoyo del tabique, cuando en la parte superior e inferior del tabique concurrente se coloca una armadura transversal mínima, como la indicada en la figura 39. Para el dimensionamiento del tabique en el nudo debe emplearse el coeficiente de seguridad $\gamma = 2,1$.

La sección de la armadura transversal mínima, en el caso de los aceros ADN - 420 ADM - 420 y AM - 500 debe ser:

$$a_{sest} = \frac{b_w}{8}$$

siendo:

a_{sest} la armadura transversal mínima, en cm^2/m ;

b_w el espesor del tabique, en centímetros.

La separación de la armadura transversal s_{est} en la dirección del eje longitudinal del tabique debe ser:

$$\begin{aligned} s_{est} &\leq b_w \\ s_{est} &\leq 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

El mínimo diámetro de las barras longitudinales d_{sl} debe ser de 8 mm para el acero ADN - 420, ADM - 420 y de 6 mm para el acero AM - 500.

En el caso de mallas soldadas AM - 500 L y P, deben disponerse también barras longitudinales soldadas a los codos superiores de los estribos.

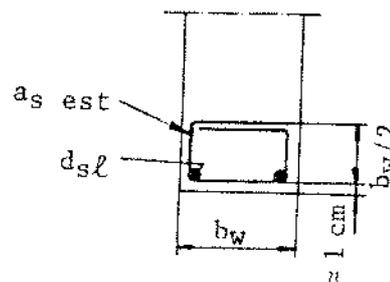


Figura 39. Armadura transversal complementaria

19.8.5. Acción de los tabiques como placas planas

Si se unen varios paneles para transformarlos en una placa plana necesaria para los requerimientos de rigidez de la estructura, se deberá verificar también la transmisión de los esfuerzos de corte que aparecen en las juntas verticales y horizontales. Se descompondrá el esfuerzo de corte en una componente de compresión inclinada a 45° respecto de la junta y en una componente horizontal de tracción, que siempre se deberá absorber con armadura. Esta última podrá concentrarse a la altura de los entrepisos, si el ancho total de la placa es por lo menos igual a la altura del entrepiso. Si las tensiones de corte son mayores que $0,2 \text{ MN/m}^2$ (2 kgf/cm^2) se deberá verificar también la transmisión de la componente de compresión del esfuerzo de corte de un panel a otro.

En tabiques con esqueletos estructurales las placas de arriostramiento se pueden componer también con paneles de menor altura que el entrepiso, si las columnas del esqueleto estructural funcionan como elementos de borde de cada placa y si se ejecuta el tabique con las reglas correspondientes a placas portantes horizontales según el artículo 19.7.4.

Si los tabiques son muy deformables se deberán tener en cuenta sus deformaciones en la determinación de las solicitaciones. Se podrá prescindir de esta verificación si se cumple la ecuación (11) del artículo 15.8.1.

19.8.6. Unión de los paneles a las losas de entrepisos

En edificios elevados (se entiende por edificio elevado a todo aquel que tiene por lo menos siete pisos o 22 m de altura) todos los paneles portantes o arriostrantes exteriores deberán unirse en su borde superior e inferior con las losas de entrepisos, premoldeadas o no, mediante armadura u otros elementos de acero. Cada una de estas uniones se dimensionará y anclará con tensiones admisibles para un esfuerzo de tracción, actuando normalmente al plano del tabique, de 7 kN (700 kgf) por metro lineal de longitud de tabique correspondiente. La separación horizontal de estas uniones no podrá ser mayor de 2 m y su distancia a los bordes verticales de los paneles no puede ser mayor que 1 m.

En el caso de paneles exteriores sin solución de continuidad entre tabiques arriostrantes y cuya longitud entre tales tabiques no supere el doble de su altura, se podrán sustituir las uniones en el borde inferior por otras uniones. Estas serán calculadas para igual esfuerzo de tracción total, y estarán ubicadas en la mitad inferior de las juntas verticales entre la pared ex

terna y los tabiques arriostrantes.

En el borde superior de paneles portantes interiores deberá existir por lo menos una armadura saliente de $0,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ que deberá penetrar en el espacio entre los paneles de entrepisos. Esta armadura puede concentrarse en dos puntos. En paneles de hasta 2,50 m de longitud es suficiente un punto de unión aproximadamente en el centro del panel.

En todos los demás edificios sólo se requiere la unión de los tabiques portantes y arriostrantes exteriores con losas de entrepiso contiguas en el borde superior.

La armadura puede sustituirse por otros dispositivos equivalentes.

19.8.7. Anclajes metálicos y elementos de unión en paneles compuestos de varias capas

Los elementos de anclaje y unión en paneles compuestos por varias capas, deben ser de acero inoxidable, el cual debe tener una adecuada resistencia a los álcalis y ácidos y una adecuada ductilidad en frío.

La tensión admisible es de 110 MN/m^2 (1100 kgf/cm^2), mientras no se permitan valores superiores en las aprobaciones respectivas.

Si es necesario soldar, la adaptabilidad del acero para dicho fin debe ser garantizada por el fabricante, el cual indicará el correspondiente electrodo a utilizar.

CAPITULO 20. LOSAS Y ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS SIMILARES A LOSAS

20.1. LOSAS

20.1.1. Definición y tipos de losas

Las losas son estructuras resistentes planas, cargadas perpendicularmente a su plano. Pueden tener apoyos lineales y también apoyos puntuales.

La forma y la disposición de los bordes o de los puntos de apoyo, determinan la magnitud y dirección de las sollicitaciones internas de las losas. Los artículos que siguen se refieren a las losas rectangulares. Estas disposiciones también son aplicables a las losas apoyadas linealmente pero que tengan forma distinta a la rectangular (por ejemplo, losas trapeciales, losas circulares, etc.). Para losas apoyadas en puntos, o en puntos y linealmente, ver el Capítulo 22..

Las losas, de acuerdo con su comportamiento estático, se dividen en losas armadas en una dirección y losas armadas en dos direcciones.

Las losas armadas en una dirección transmiten la carga esencialmente en la dirección de la luz de cálculo. Las sollicitaciones normales a la luz de cálculo, originadas por el impedimento de la deformación transversal, por la distribución de cargas puntuales o lineales, o por un apoyo paralelo a la dirección de la luz, no considerado en el cálculo, no necesitan ser verificadas. Dichas sollicitaciones deben, no obstante, considerarse mediante disposiciones constructivas (ver el artículo 20.1.6.3.).

En las losas armadas en dos direcciones, se considera que ambas direcciones intervienen en la transmisión de las cargas. Las losas rectangulares apoyadas en los cuatro bordes, cuya luz mayor no excede de dos veces la luz menor, así como el caso de losas rectangulares apoyadas en tres bordes o en dos bordes vecinos, deben, por lo general, calcularse y ejecutarse como losas armadas en dos direcciones.

Si para simplificar el sistema estático, las losas se calculan como armadas en una dirección, las sollicitaciones originadas por la acción portante despreciada, deben considerarse mediante una armadura constructiva adecuada.

En las losas aligeradas deben considerarse especialmente los artículos 17.5. (corte), 22.5. (punzonado), 20.1.5. y 20.1.6.4. (levantamiento de las esquinas).

Con respecto a la luz de cálculo, ver el artículo 15.2.

Para los elementos constructivos premoldeados ver el Capítulo 19; en especial, para losas premoldeadas con una capa estáticamente colaborante de hormigón in situ, el artículo 19.7.6. y para entrepisos de vigas con elementos de relleno el artículo 19.7.7.

20.1.2. Apoyos

La profundidad del apoyo debe elegirse de tal modo que no se sobrepasen las tensiones admisibles en la junta de contacto (para hormigón ver los artículos 17.3.3. y 17.3.4.) y que pueda ubicarse adecuadamente la longitud de anclaje necesaria de la armadura (ver los artículos 18.7.4 y 18.7.5).

La profundidad mínima de apoyo debe ser:

- | | |
|---|------|
| a) sobre mampostería y sobre hormigón H-4 ó H-8 | 7 cm |
| b) sobre elementos constructivos de hormigón
H-13 a H-47 y sobre acero | 5 cm |
| c) sobre vigas de hormigón armado y sobre vigas
de acero, cuando el desplazamiento lateral
de los apoyos está impedido constructivamente y las luces de las losas no son mayores
que 2,5 m | 3 cm |

No se admiten apoyos "en seco" (sin interposición de mortero) sobre superficies en pendiente (por ejemplo, alas de perfiles).

20.1.3. Espesor de la losa

El espesor de la losa debe ser como mínimo:

- | | |
|--|-------|
| a) en general | 7 cm |
| b) para losas con tránsito de automóviles | 10 cm |
| para losas con tránsito de vehículos más pesados | 12 cm |
| c) para losas que sólo excepcionalmente son transitadas (por ejemplo durante reparaciones, trabajos de limpieza en losas de techo) | 5 cm |

Con respecto a la relación entre el espesor de la losa y la flecha admisible ver el artículo 17.7.

20.1.4. Distribución de cargas puntuales, lineales y rectangulares en losas armadas en una dirección

Si no se efectúa una verificación más exacta, el ancho colaborante b_m perpendicular a la dirección portante, puede determinarse de acuerdo con el Cuaderno 240, para el caso de cargas puntuales, lineales y rectangulares uniformemente distribuidas.

El ancho de distribución de la carga, "t", puede considerarse igual a:

$$t = b_0 + 2 d_1 + d \quad (41)$$

siendo:

b_0 el ancho de aplicación de la carga;

d_1 el espesor de la carpeta de distribución (contrapiso-piso);

d el espesor de la losa.

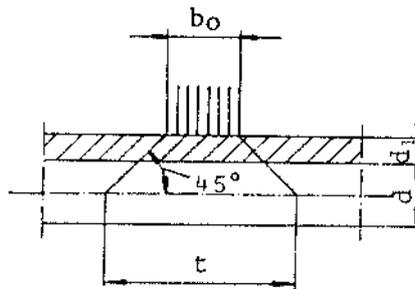


Figura 40. Ancho de distribución de la carga.

Para el cálculo del momento flexor rige:

$$m = \frac{M}{b_m} \quad (42)$$

Para el cálculo del esfuerzo de corte rige:

$$q = \frac{Q}{b_m} \quad (43)$$

siendo:

- M el máximo momento de viga (momento de tramo M_F o momento de apoyo M_S por efecto de la carga distribuida uniformemente sobre la longitud t);
- m el momento de la losa por metro de ancho;
- Q el esfuerzo de corte de la viga en el apoyo;
- q el esfuerzo de corte de la losa en el apoyo, por metro de ancho;
- b_m el ancho colaborante de la carga en la sección de máximo momento de tramo o de apoyo, respectivamente;
- t el ancho de distribución de la carga.

El ancho colaborante de la losa no debe adoptarse mayor que el ancho real posible (por ejemplo, en el caso de una carga cercana al borde libre de una losa, ver la figura 41).

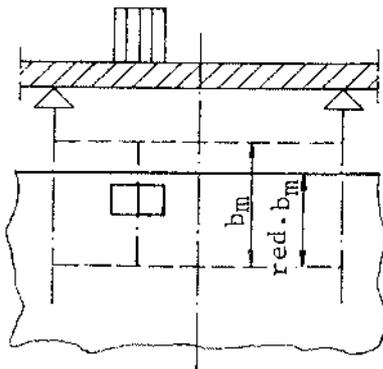


Figura 41. Ancho colaborante reducido de cargas cercanas al borde.

Para la verificación del punzonado rige el artículo 22.5.

20.1.5. Solicitaciones

Para la determinación de las solicitaciones en las losas de cualquier forma y tipo de apoyo rigen las especificaciones del Capítulo 15. Son admisibles procedimientos aproximados que se sitúan del lado de la seguridad, por ejemplo, para losas rectangulares armadas en las dos direcciones, el cálculo puede efectuarse, aproximadamente, igualando las máximas flechas de dos franjas que se cruzan. Para la determinación de las solicitaciones originadas por cargas puntuales, lineales y rectangulares, se puede calcular el ancho colaborante de la carga de acuerdo con el Cuaderno 240.

Los momentos de tramo determinados según la teoría de las placas, deben incrementarse adecuadamente (ver el Cuaderno 240) en los siguientes casos:

- a) si las esquinas no están aseguradas contra el levantamiento;
- b) si en las esquinas en que convergen dos bordes libremente apoyados (o un borde empotrado y otro libremente apoyado), no se ha previsto ningún refuerzo de esquina de acuerdo con el artículo 20.1.6.4.;
- c) si en las esquinas existen aberturas que disminuyen notablemente la rigidez a torsión de las losas.

Puede admitirse que las esquinas están suficientemente aseguradas contra el levantamiento, si por lo menos uno de los lados de la losa convergente a la esquina considerada, está unida al apoyo de la losa, o a la losa contigua, con rigidez a flexión, o si existe un contrapeso suficiente sobre el apoyo, es decir, por lo menos $1/16$ de la carga correspondiente a la losa.

Las losas cruzadas continuas (ver el Cuaderno 240) en las cuales la relación entre las luces $l_{\text{mín}}/l_{\text{máx}}$ en la dirección de continuidad no es menor que 0,75, pueden considerarse con empotramiento perfecto para la determinación de los momentos en los apoyos. Los momentos máximos y mínimos en el tramo pueden determinarse mediante la hipótesis de empotramiento perfecto para la carga $q' = g + p/2$ en todos los tramos, y de libre articulación de los apoyos bajo la carga $q'' = \pm p/2$ colocada en damero.

Las reacciones transmitidas a las vigas por las losas cruzadas cargadas uniformemente y que se utilizan para determinar las sollicitaciones en dichas vigas, pueden calcularse en base a las cargas que se obtienen subdividiendo la superficie de la losa en trapecios y triángulos de acuerdo con la figura 42.

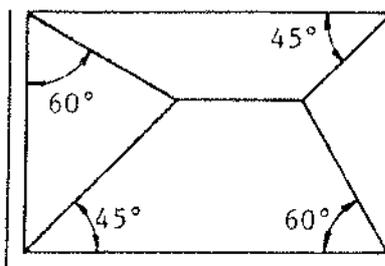


Figura 42. Distribución de la carga para la determinación de las reacciones de apoyo.

Cuando a una esquina concurren dos bordes de losa con iguales condiciones de apoyo, el ángulo divisorio de la superficie de carga es de 45° . Si concurren un borde empotrado y un borde libremente apoyado, el ángulo de repartición de la carga es de 60° en correspondencia con el lado empotrado. En el caso de empotramiento parcial, pueden admitirse ángulos entre 45° y 60° .

20.1.6. Armaduras

20.1.6.1. Exigencias generales

Si no se determina la armadura mediante un cálculo más exacto, se deben observar las siguientes directivas para el armado, además de lo especificado en el Capítulo 18.

20.1.6.2. Armadura principal

En losas sin armadura de corte, la armadura longitudinal sólo puede escalonarse de acuerdo con el diagrama de momentos (ver el artículo 18.7.2.) cuando el valor básico

$$\tau_0 \leq k_1 \cdot \tau_{011}$$

ó

$$\tau_0 \leq k_2 \cdot \tau_{011}$$

siendo:

τ_{011} de acuerdo con el renglón 1 a de la Tabla 18;

k_1 de acuerdo con la ecuación (22) del artículo 17.5.5.;

k_2 de acuerdo con la ecuación (23) del artículo 17.5.5.;

y cuando por lo menos la mitad de la armadura de tramo se lleva hasta el apoyo. Si se quieren utilizar para τ_{011} los valores del renglón 1 b de la Tabla 18, se debe disponer, en losas sin armadura de corte, la totalidad de la armadura de tramo de un apoyo al otro.

Para cubrir el momento de un empotramiento no tenido en cuenta en el cálculo, se debe disponer una armadura aproximadamente igual a 1/3 de la armadura de tramo.

La separación entre las barras de la armadura, s , en cm, no debe ser mayor que:

$$s = 15 + \frac{d}{10} \quad (44)$$

En la zona de máximo momento, siendo d el espesor de la losa.

En las losas cruzadas la separación entre barras de la armadura en la dirección de la menor sollicitación, no debe ser mayor que $2d$, o como máximo 25 cm.

Cuando en losas cruzadas no se realice una verificación más exacta de la cobertura de los momentos flexores, la armadura en las franjas de borde de un ancho $c = 0,2 l_{\text{mín}}$, que corren paralelamente al borde de apoyo, puede reducirse a la mitad de la respectiva armadura ubicada en la misma dirección en la zona central del tramo de la losa, ($a_s \text{ borde} = 0,5 a_s \text{ centro}$).

La armadura longitudinal correspondiente a cargas concentradas o lineales, debe distribuirse en un ancho $b = 0,5 b_m$, pero como mínimo en un ancho igual a t_y , según la ecuación (41), (ver la figura 43).

Las especificaciones de este artículo rigen también en el caso de utilizarse una armadura con rigidez a la flexión.

20.1.6.3. Armadura transversal de losas armadas en una dirección

Las losas armadas en una dirección deben proveerse de una armadura transversal, cuya sección por metro debe ser, por lo menos igual al 20 % de la armadura principal necesaria en el tramo, para una carga uniformemente distribuida. Si la armadura transversal es de otro tipo de acero que el de la armadura principal, su sección debe aumentarse en relación inversa de sus límites de fluencia.

Como mínimo se deben disponer, por metro:

- para AL - 220 (I) tres barras de $d_s = 8 \text{ mm}$
- para ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III) tres barras de $d_s = 6 \text{ mm}$
- para AM - 500 (IV) cuatro barras de $d_s = 4,2 \text{ mm}$

o una cantidad mayor de barras más finas con una sección equivalente.

Dicha armadura transversal es suficiente, por regla general, para tomar también las tensiones transversales de tracción de acuerdo con el artículo 18.5.2.3.

En losas continuas se debe disponer, en la zona de los apoyos, una armadura constructiva adecuada en la parte superior.

Debajo de cargas concentradas o lineales, mientras no se efectúe una verificación más exacta, se debe colocar adicionalmente una armadura transversal complementaria cuya sección por metro debe ser, como mínimo, igual a 60 % de la sección de armadura principal necesaria para la carga concentrada o lineal. También en el caso de losas en voladizo se debe disponer en la parte inferior, el 60 % de la armadu

ra necesaria para tomar el momento de apoyo originado por la carga concentrada. La longitud ℓ_q de esa armadura transversal complementaria debe determinarse con la ecuación (45)

$$\ell_q \geq b_m + 2 \ell_1 \quad (45)$$

siendo:

b_m el ancho colaborante de la carga de acuerdo con el artículo 20.1.4.;

ℓ_1 la longitud de anclaje de acuerdo con el artículo 18.5.2.2.

Dicha armadura transversal debe distribuirse en un ancho $b = 0,5 b_m$, pero por lo menos en una extensión t_x de acuerdo con la ecuación (41), debiendo escalonarse en la magnitud $b_m/4$ (ver la figura 43)

Si la armadura principal es paralela a un apoyo no considerado en el cálculo (por ejemplo, viga, tabique), las tensiones de tracción que aparecen sobre esos apoyos, deben absorberse mediante una armadura transversal superior, normal a dicho apoyo que evite la fisuración de la losa.

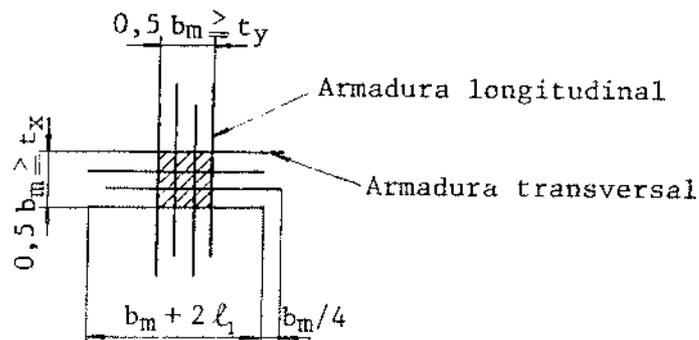


Figura 43. Armadura adicional bajo una carga concentrada.

Si esa armadura no se calcula especialmente, se debe colocar en cada metro el 60% de la armadura principal de tramo. Como mínimo se deben colocar cinco barras por metro, de diámetro:

- $d_s = 3$ mm para AL - 220 (I)
- $d_s = 8$ mm para ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III)
- $d_s = 6$ mm para AM - 500 (IV)

o una cantidad mayor de barras más finas de sección equivalente por metro de apoyo. Esta armadura debe cubrir por lo menos una extensión de $1/4$ de la luz entre apoyos, a cada lado del apoyo. Para los apoyos no previstos en el cálculo, se debe tener en cuenta una carga adicional adecuada.

20.1.6.4. Armadura de esquina

Cuando se dispone una armadura en las esquinas (armadura de torsión), ésta debe ubicarse, en las losas apoyadas en los cuatro lados (según el artículo 20.1.5.) en un ancho de $0,2 \ell_{\text{mín}}$ y en una longitud de $0,4 \ell_{\text{mín}}$, en la parte superior en la dirección de la bisectriz y en la parte inferior, perpendicularmente a la dirección de la bisectriz del ángulo. La sección por metro de esa armadura debe ser igual, en ambas direcciones, a la de la armadura máxima inferior del tramo. Dicha armadura puede considerarse anclada tanto en el apoyo como en el tramo, en el comienzo del gancho, o en la primera barra transversal (mallas). En el caso de acero nervurado, el gancho puede reemplazarse por una longitud de anclaje igual a $20 d_s$.

La armadura de esquina puede reemplazarse por una armadura de malla paralela a los bordes ubicados en las caras superior e inferior de la losa, que posea en cada dirección la misma sección que la armadura de tramo, y con una longitud mínima de $0,3 \ell_{\text{mín}}$ (ver las figuras 44 y 45).

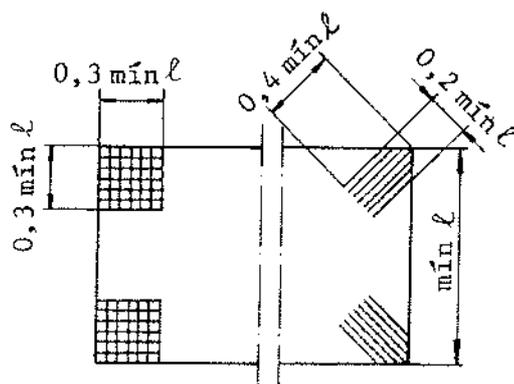


Figura 44. Armadura superior de esquina: ortogonal y oblicua.

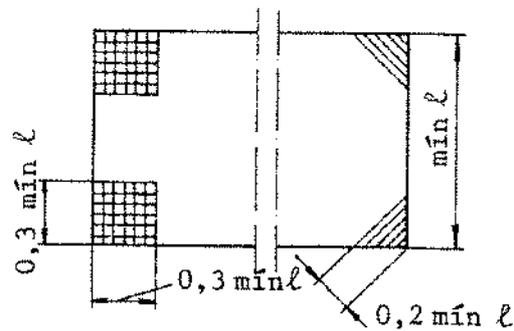


Figura 45. Armadura inferior de esquina: ortogonal y oblicua.

En las esquinas de losas donde concurren un borde libremente apoyado y otro empotrado, se debe colocar la mitad de la armadura indicada en el segundo párrafo, y en dirección normal al borde libre.

En losas apoyadas en los cuatro lados, que se calculan en una sola dirección, se recomienda, a los efectos de limitar el fisuramiento en las esquinas, disponer igualmente una armadura de esquina de acuerdo con los párrafos 1 y 2 de este artículo.

Cuando la losa está rígidamente vinculada a flexión con vigas de borde o tramos de losas vecinas, no es necesario verificar los correspondientes momentos de torsión, ni tampoco es necesaria una armadura para la torsión.

En otros tipos de losas, por ejemplo losas libremente apoyadas en tres lados, se deben colocar armaduras en las esquinas, calculadas de acuerdo con la teoría de la elasticidad.

20.2. LOSAS ARMADAS CON INCLUSION DE BLOQUES PORTANTES

Las losas armadas con inclusión de bloques portantes son losas formadas por bloques especiales para losas, hormigón o mortero de cemento y armadura, en las cuales es necesaria la colaboración de los bloques para absorber las sollicitaciones. El mortero de cemento debe compactarse igual que el hormigón.

Dado que los bloques portantes no están suficientemente normalizados para este uso, tanto su empleo como las reglas para el dimensionamiento y construcción de la losa quedan supeditadas a la comprobación experimental de la resistencia del bloque individual y del conjunto.

20.3. HORMIGON ARMADO CON BLOQUES DE VIDRIO

Hormigón armado con bloques de vidrio es un tipo de construcción de hormigón, bloques de vidrio y armaduras, en que es necesaria la colaboración de esos materiales para absorber las sollicitaciones.

Dado que los bloques de vidrio no están suficientemente normalizados para este uso, en el anexo a este artículo se dan algunas recomendaciones para su utilización, dimensionamiento y construcción.

ANEXOS AL CAPITULO 20

INDICE

20.3. HORMIGON ARMADO CON BLOQUES DE VIDRIO

A.20 - 1

ANEXOS AL CAPITULO 20

20.3. HORMIGÓN ARMADO CON BLOQUES DE VIDRIO

1. Generalidades

Para el hormigón armado con bloques de vidrio rigen las mismas especificaciones que para las losas de hormigón armado (ver el artículo 20.1.), mientras no se indique lo contrario en estas recomendaciones.

Los bloques de vidrio deben ensayarse (ver el artículo 7.8.2.). Cuando estos bloques de vidrio no colaboran estructuralmente, la estructura de hormigón armado debe ser capaz de resistir las solicitaciones resultantes. En este caso el bloque y su empotramiento perimetral deben ser capaces de resistir una carga concentrada, como mínimo, de 1 kN (100 kgf).

El hormigón translúcido sólo puede utilizarse como cerramiento contra el aire exterior (claraboyas en techos, cargas de escaleras, etc.) cuando las cargas totales no excedan de 5 kN/m^2 (500 kgf/m^2) y en general para elementos solicitados predominantemente a flexión. Pero puede usarse también en estructuras espaciales (ver el Capítulo 24) si se utilizan bloques cilíndricos, que abarcan todo el espesor de la estructura. El hormigón translúcido no puede usarse en accesos y en losas transitables por vehículos.

Los elementos constructivos de hormigón armado con bloques de vidrio pueden ejecutarse ya sea con hormigón in situ o como elementos premoldeados. Para ello ver el Capítulo 19, y en particular el artículo 19.7.9.

2. Exigencias mínimas, construcción

Los bloques de vidrio deben estar en contacto directo con el hormigón, sin la interposición de materiales deformables como el asfalto o similares, de modo que esté asegurada una adherencia adecuada entre el vidrio y el hormigón.

Los bloques de vidrio huecos deben abarcar todo el espesor de la losa.

En losas armadas en una dirección, los nervios de hormigón deben tener una altura mínima de 6 cm; en losas cruzadas dicha altura mínima es de 8 cm y no deben tener menos de 3 cm de ancho al nivel de la armadura.

Todos los nervios longitudinales y transversales deben tener por lo menos una barra de acero de diámetro no menor que 6 mm.

Los elementos estructurales de hormigón traslúcido deben tener una viga de en cadena do periférica de hormigón armado, que llevará una armadura de en cadena do cerrada. Esta viga de en cadena do puede estar incluida dentro de la estructura de hormigón armado adyacente. El ancho y el espesor de la viga de en cadena do no puede ser menor que el espesor del elemento mismo. La armadura del en cadena do debe ser de la misma magnitud que la de los nervios longitudinales. La armadura de todos los nervios se debe extender hasta los bordes exteriores de la viga perimetral.

Los elementos estructurales de hormigón traslúcido se deben proteger contra los esfuerzos de coacción que pueda transmitirle la estructura del edificio, por ejemplo por medio de juntas deformables.

3. Dimensionamiento

Los elementos constructivos de hormigón armado con bloques de vidrio pueden calcularse como losas armadas en una o en dos direcciones. En el último caso la luz mayor no debe superar al doble de la luz menor.

El dimensionamiento a la flexión de acuerdo con el Capítulo 17 debe efectuarse como si se tratara de una sección homogénea de hormigón armado. Para ello, en la zona de compresión, los bloques de vidrio pueden considerarse como estáticamente colaborantes si su resistencia es adecuada.

La resistencia a la compresión que debe adoptarse en los cálculos no puede ser mayor que la resistencia del hormigón de los nervios, ni mayor que la del tipo H-17.

Para el cálculo del valor básico de corte τ_0 , no pueden incluirse como colaborantes los bloques de vidrio.

La armadura de corte debe dimensionarse de acuerdo con los artículos 17.5.4. y 17.5.5.

CAPITULO 21. VIGAS, VIGAS PLACA Y LOSAS NERVURADAS

21.1. VIGAS Y VIGAS PLACA

21.1.1. Definición, profundidad de apoyo, estabilidad

Las vigas son elementos estructurales con forma de barras de cualquier sección transversal, solicitados predominantemente a flexión.

Las vigas placa son elementos estructurales con forma de barras, en los cuales para la absorción de las solicitaciones colaboran, íntimamente vinculados, las placas y los nervios. Estas pueden ejecutarse como vigas placa aisladas o como entrepisos de vigas placa.

Para la profundidad de los apoyos de las vigas y de las vigas placa rige el primer párrafo del artículo 20.1.2.; ésta profundidad debe ser como mínimo de 10 cm. El espesor de la placa de las vigas placa se rige por lo indicado en el artículo 20.1.3., no pudiendo ser inferior a 7 cm. Para la determinación del ancho colaborante de las vigas placa ver el Cuaderno 240.

En las vigas muy esbeltas debe cuidarse la estabilidad lateral y el pandeo de placa.

21.1.2. Armaduras

Para la separación mínima de las barras de la armadura ver el artículo 18.2.; para la armadura de los empotramientos no previstos ver el artículo 18.9.1. y para la armadura de enlace de la losa con las losas adyacentes ver el artículo 20.1.6.3.

Con respecto a la disposición de la armadura de corte en las vigas, vigas placa y losas nervuradas ver los artículos 17.5. y 18.8.

En las vigas y en el alma de las vigas placa de más de 1 m de altura, se deben disponer barras longitudinales en las caras laterales, que se repartirán en la altura de la zona traccionada. La sección total de esta armadura debe ser como mínimo el 8% de la sección de la armadura flexotraccionada. Esta armadura puede considerarse formando parte de la armadura traccionada, cuando se tiene en cuenta su distancia al eje neutro y se observan los requisitos del artículo 18.7.

21.2. LOSAS NERVURADAS

21.2.1. Definición y campo de validez

Las losas nervuradas son losas formadas por vigas placa con una separación máxima entre nervios de 70 cm. No es necesario realizar una verificación estática de las losas. Entre los nervios es posible disponer, debajo de la losa, elementos de relleno estáticamente no colaborantes (losas aligeradas). En lugar de la losa pueden disponerse elementos de relleno, enteros o fraccionados, o ladrillos para losas que colaboran en la dirección de los nervios. Estas losas son aptas para sobrecargas $p \leq 5 \text{ kN/m}^2$ (500 kgf/m²), para fábricas y talleres cuyas sobrecargas no excedan este valor, y para las sobrecargas especificadas en el artículo 4.1.2. del Reglamento CIRSOC 101 para locales destinados a cocheras de vehículos. Las cargas concentradas de más de 7,5 kN (750 kgf) deben transmitirse directamente a los nervios mediante medidas constructivas (por ejemplo: nervios transversales).

Con respecto a las losas nervuradas con nervios total o parcialmente premoldeados, ver el artículo 19.7.8. Este artículo rige también en forma correspondiente para el artículo 21.2., mientras no se especifique a continuación algo contrario.

21.2.2. Losas nervuradas armadas en una sola dirección

21.2.2.1. Placa

No es necesaria una verificación estática de la placa de compresión. Su espesor debe ser como mínimo de 1/10 de la luz libre entre nervios y no menos que 5 cm. Como armadura transversal se debe disponer, por metro, un mínimo de: tres barras de $d_s = 8 \text{ mm}$ para el acero AL - 220 (I), tres barras de $d_s = 6 \text{ mm}$ para los aceros ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III), cuatro barras de $d_s = 4,2 \text{ mm}$ para el acero AM - 500 (IV), o una cantidad mayor de barras de menor diámetro de sección equivalente.

21.2.2.2. Nervios longitudinales

Los nervios deben poseer un ancho mínimo de 5 cm. Cuando estos nervios se ensanchen en la parte inferior, para la absorción de la compresión originada por los momentos negativos, a los efectos del cálculo debe tomarse el aumento del ancho b_0 del nervio, correspondiente a una inclinación no mayor que 1:3.

La armadura longitudinal debe distribuirse lo más uniformemente posible entre los nervios individuales.

En los apoyos se podrá levantar cada segunda barra, siempre que haya por lo

menos dos barras por cada nervio. En los apoyos intermedios de las losas nervuradas continuas, sólo puede considerarse como armadura de compresión la armadura pasante del tramo y con $\mu_d \leq 1\%$ de A_b .

La armadura de compresión debe asegurarse contra el pandeo, por ejemplo, mediante estribos.

En los nervios se deben disponer estribos de acuerdo con el artículo 18.8.2. Se puede prescindir de los estribos cuando la sobrecarga no es mayor que $2,75 \text{ kN/m}^2$ (275 kgf/m^2), y si el diámetro de la armadura longitudinal no sobrepasa de 16 mm , y si la armadura de tramo se extiende de apoyo a apoyo y si $\tau_0 \leq \tau_{011}$, de acuerdo con el artículo 17.5.4., Tabla 18, renglón 1 b.

En la zona de los apoyos interiores de las losas nervuradas continuas y en las losas con requerimientos de resistencia contra incendio, se deben prever estribos en todos los casos.

Para la profundidad del apoyo de los nervios longitudinales rige el artículo 21.1.1. Cuando la losa reciba en la zona de los apoyos cargas de paredes (con excepción de tabiques separadores livianos), se debe ejecutar en el apoyo, y entre los nervios, una franja de hormigón macizo, de profundidad igual a la profundidad del apoyo, y de altura igual a la altura del nervio. También puede construirse como un encadenado perimetral de acuerdo con lo indicado en el artículo 19.7.4.1..

21.2.2.3. Nervios transversales

En las losas nervuradas se deben prever nervios transversales. La separación entre los nervios transversales, o entre los nervios transversales y las franjas macizas, no debe ser mayor que el valor s_q de la Tabla 34.

Tabla 34. Máxima separación entre nervios transversales s_q

	1	2	3
	Sobrecarga p kN/m^2 *	Separación entre nervios transversales para	
		$s_\ell \leq \frac{\ell}{8}$	$s_\ell > \frac{\ell}{8}$
1	$\leq 2,75$	—	$12 d_0$
2	$> 2,75$	$10 d_0$	$8 d_0$

* $1 \text{ kN/m}^2 \approx 100 \text{ kgf/m}^2$

siendo:

s_ℓ la separación entre los ejes de los nervios longitudinales;

ℓ la luz entre los apoyos de los nervios longitudinales;

d_0 el espesor de la losa nervurada (losa + nervio).

Se puede prescindir de los nervios transversales en las losas con una sobrecarga $p \leq 2,75 \text{ kN/m}^2$ (275 kgf/m^2), en que la luz entre los apoyos o la luz libre entre las franjas macizas sea menor o igual que 6 m. Si la sobrecarga es $p > 2,75 \text{ kN/m}^2$ (275 kgf/m^2), o si la luz entre los apoyos, o la luz libre entre las franjas macizas es mayor que 6 m, es necesario disponer como mínimo un nervio transversal.

Los nervios transversales se dimensionan para las mismas solicitaciones que los nervios longitudinales, si la sobrecarga es $p > 3,5 \text{ kN/m}^2$ (350 kgf/m^2). Si la sobrecarga es menor se puede dimensionar para la mitad de ese valor.

La armadura debe colocarse en la parte inferior aunque es preferible ubicar la tanto en la parte inferior como en la parte superior. La altura de los nervios transversales debe ser aproximadamente igual a la de los nervios longitudinales, debiendo proveérselos de estribos.

21.2.3. Losas nervuradas cruzadas

Para losas nervuradas cruzadas se aplicarán en forma similar las reglas arriba dadas para losas armadas en una dirección. Se cuidará especialmente lo referente a separación máxima y dimensiones mínimas de los nervios, con las disposiciones de los artículos 21.2.2.1. y 21.2.2.3.

Para la determinación de las solicitaciones rige lo indicado en el artículo 20.1.5., pero no se podrá considerar en el cálculo la rigidez a torsión.

CAPITULO 22. LOSAS CON APOYOS PUNTUALES

22.1. DEFINICION

Las losas con apoyos puntuales son losas que se apoyan directamente sobre las columnas con o sin capiteles de refuerzo intermedios, y que están unidas a las columnas en forma articulada o con rigidez a flexión. Las losas apoyadas en el perímetro de una abertura (por ejemplo: "Lift Slabs") no están comprendidas dentro de este concepto.

22.2. DIMENSIONES MINIMAS

Las losas deben tener un espesor mínimo de 15 cm.

Para las columnas rige el artículo 25.2.

22.3. SOLICITACIONES

22.3.1. Métodos aproximados

Las losas cuyos apoyos puntuales tienen en planta una distribución rectangular, pueden dimensionarse para las cargas predominantemente verticales, de acuerdo con el procedimiento aproximado indicado en el Cuaderno 240.

Para la distribución de las solicitaciones se debe subdividir cada campo, en ambas direcciones, en una franja interior de $0,6 \ell$ de ancho (franja de tramo) y en dos franjas exteriores de $0,2 \ell$ de ancho cada una ($1/2$ de franja de columna).

22.3.2. Refuerzo de los apoyos (capiteles)

Para la determinación de las solicitaciones se debe considerar la influencia del refuerzo del apoyo, cuando el diámetro del refuerzo es mayor que $0,3 \ell_{\text{mín}}$ (como $\ell_{\text{mín}}$ se debe tomar la luz menor) y si la pendiente de un cono inscripto en el refuerzo (o la pendiente de una pirámide inscripta) es con respecto al plano medio de la losa mayor o igual que 1:3 (ver la figura 46).

22.4. ARMADURA PARA FLEXION

En el caso de existir un refuerzo con una pendiente mayor o igual que 1:3 sólo podrá considerarse en el cálculo de la armadura para la flexión, la altura útil h , que correspondería a un esfuerzo con una pendiente igual a 1:3 (ver

la figura 47).

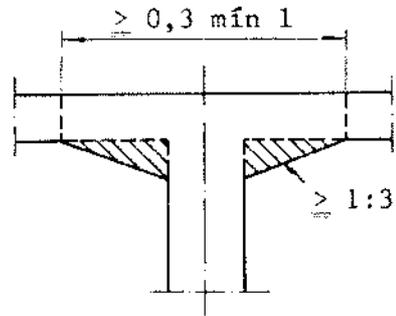


Figura 46. Consideración de un refuerzo en la determinación de las solicitaciones.

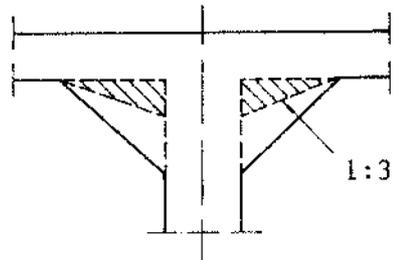


Figura 47. Consideración de un refuerzo en el dimensionamiento a flexión.

De la armadura inferior necesaria para cubrir los momentos del tramo se debe prolongar siempre, por lo menos el 50% hasta los ejes de los apoyos.

Cuando una losa con apoyos puntuales tiene un apoyo continuo a lo largo de un borde y se emplea el método aproximado, descrito en el Cuaderno 240, se podrá reducir la armadura en un 25% en las semifranjas adyacentes al apoyo con

tínuo y en la franja central contigua, con respecto a la armadura de las franjas de un tramo interno.

La cuantía de armadura a flexión μ_r en la zona del corte circular (ver el artículo 22.5.1.1.) debe ser como mínimo del 0,5% para cada una de las direcciones de la armadura superior de la losa.

22.5. SEGURIDAD AL PUNZONADO

22.5.1. Determinación de la tensión de corte τ_r

22.5.1.1. Losas con apoyo puntual sin refuerzos intermedios.

Para la verificación de la seguridad al punzonado de la losa se determinará la máxima tensión de corte τ_r en una sección circular (ver la figura 48) con la ecuación (46):

$$\tau_r = \frac{\text{máx } Q_r}{u \cdot h_m} \quad (46)$$

siendo:

- máx Q_r el máximo esfuerzo de corte en la sección circular de la columna;
- u u_0 para las columnas interiores;
0,6 u_0 para las columnas de borde;
0,3 u_0 para las columnas de esquina;
- u_0 el perímetro de la sección circular de diámetro d_r alrededor de la columna;
- $d_r = d_{st} + h_m$;
- d_{st} el diámetro de la columna circular;
- $d_{st} = 1,13 \cdot \sqrt{b \cdot d}$ en las columnas de sección rectangular de lados b y d (para el lado mayor no se podrá considerar más que 1,5 veces el valor del lado menor);
- h_m la altura útil de la losa en la sección circular considerada, obtenida como valor promedio de la altura útil en ambas direcciones.

En la ecuación (46) el valor u se reemplaza por u_0 en el caso de columna de borde, si la distancia del eje de dicha columna al borde de la losa es por lo menos $0,5 \ell_x$ ó $0,5 \ell_y$. Si esa distancia es menor, el valor de u se puede interpolar linealmente.

En la determinación de τ_r , se debe tener en cuenta la influencia de una sollicitación a flexión sin simetría de revolución. Cuando se consideran las hipó-

tesis del procedimiento aproximado indicado en el Cuaderno 240 y se trata de una sollicitación a flexión por una carga vertical uniformemente distribuida, se podrá prescindir de una determinación exacta de τ_r en las columnas de borde, incrementando para ello en un 40% el valor dado en la ecuación (46).

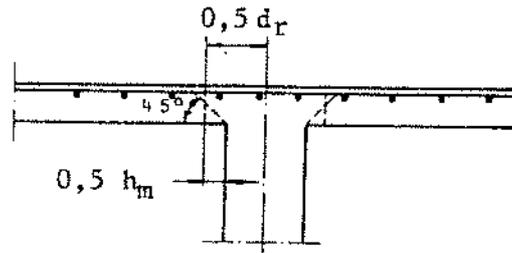


Figura 48. Losa sin refuerzo apoyada directamente sobre columnas.

En este caso, para las columnas interiores, se puede prescindir de la influencia de la sollicitación a flexión, calculando con τ_r .

22.5.1.2. Losas con apoyo puntual con refuerzos intermedios.

- a) En el caso de un refuerzo de longitud $\ell_s \leq h_s$ (ver la figura 49) no es necesaria la verificación de la seguridad al punzonado en la zona del refuerzo. De acuerdo con lo expresado en el artículo 22.5.1.1. se debe determinar τ_r para la losa, fuera de la zona de refuerzo, para una sección circular de diámetro d_{ra} (ver la figura 49). Para la determinación del perímetro u rigen los valores indicados en el artículo 22.5.1.1., con:

$$d_{ra} = d_{st} + 2 \ell_s + h_m \quad (47)$$

En el caso de columnas rectangulares de lados b y d

$$d_{ra} = h_m + 1,13 \sqrt{(b + 2 \ell_{sx}) (d + 2 \ell_{sy})} \quad (48)$$

siendo:

ℓ_s la longitud del refuerzo en el caso de las columnas circulares;

ℓ_{sx} ; ℓ_{sy} las longitudes de los refuerzos de las columnas rectangulares.

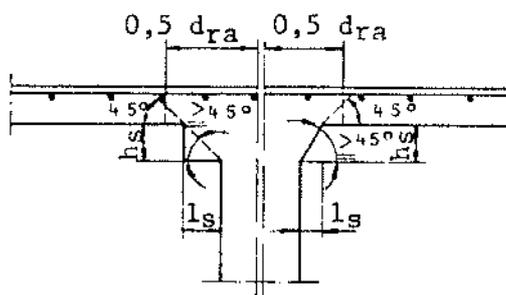


Figura 49. Losa con refuerzo apoyada sobre columna; según párrafo a) con $\ell_s \leq h_s$

En la ecuación (48) el mayor de los dos valores entre paréntesis no debe ser mayor que 1,5 veces el valor del paréntesis menor, a los efectos del cálculo.

- b) Si el refuerzo tiene una longitud $\ell_s > h_s$ y $\leq 1,5 (h_m + h_s)$ se debe determinar el valor de cálculo τ_r como se indica en a), con $\ell_s = h_s$.
- c) Si el refuerzo tiene una longitud $\ell_s > 1,5 (h_m + h_s)$ (ver la figura 50) se debe determinar τ_r tanto en la zona del refuerzo como también exteriormente al mismo, es decir en la losa propiamente dicha. Para ambas secciones circulares se verificará la seguridad al punzonado.

Para la verificación en la zona del refuerzo rige el artículo 22.5.1.1. donde h_m debe reemplazarse por h_r y d_r por d_{ri} . Para calcular τ_r se debe aplicar la ecuación (46). En el caso de refuerzos oblicuos o redondeados se debe colocar para h_r la altura útil en la sección circular.

Se considerará:

$$d_{ra} = d_{st} + 2 \ell_s + h_m$$

$$d_{ri} = d_{st} + h_s + h_m$$

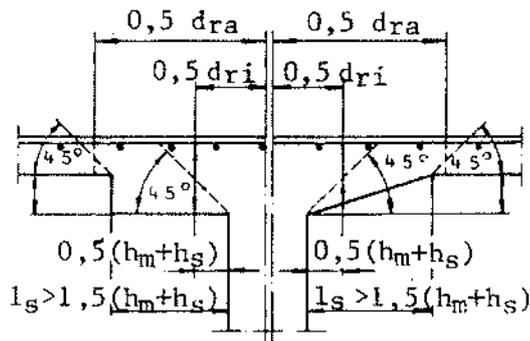


Figura 50. Losa apoyada sobre columnas con refuerzo, según párrafo c) con $l_s > 1,5(h_m+h_s)$

22.5.2. Verificación de la seguridad al punzonado

El valor de la tensión de corte τ_r calculado mediante la ecuación (46) debe compararse con las tensiones admisibles de corte τ_{01} y τ_{02} de la Tabla 18, artículo 17.5.3. multiplicadas por los coeficientes \mathcal{K}_1 y \mathcal{K}_2 .

Se debe verificar que :

$$\tau_r \leq \mathcal{K}_2 \cdot \tau_{02} \quad (49)$$

Para $\tau_r \leq \mathcal{K}_1 \cdot \tau_{01}$ no es necesaria ninguna armadura de corte. En esta verificación no será necesario considerar los coeficientes k_1 y k_2 de las ecuaciones (22) y (23) del artículo 17.5.5.

Si $\mathcal{K}_1 \cdot \tau_{01} < \tau_r \leq \mathcal{K}_2 \cdot \tau_{02}$ se debe disponer una armadura de corte que debe dimensionarse para un valor $0,75 \text{ máx } Q_r$ (para máx Q_r ver las aclaraciones de la fórmula 46). La tensión en el acero se tomará según el artículo 17.5.4.

La armadura de corte deberá inclinarse a 45° o más empinada y se distribuirá en la zona c según lo indicado en las figuras 51 y 52. Los estribos deben en-

volver, por lo menos, una capa superior y una capa inferior de la armadura de la losa.

Los factores κ_1 y κ_2 tienen los siguientes valores:

$$\begin{aligned}\kappa_1 &= 1,3 \alpha_s \cdot \sqrt{\mu_g} \\ \kappa_2 &= 0,45 \alpha_s \cdot \sqrt{\mu_g}\end{aligned}\quad (\mu_g \text{ en } \%)$$

siendo:

$\alpha_s = 1,0$ para el acero AL - 220 (I);

1,3 para los aceros ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III);

1,4 para el acero AM - 500 (IV);

a_s el valor promedio de las armaduras a_{sx} y a_{sy} de las dos franjas de la columna que se cruzan sobre la columna considerada, en cm^2/m ;

a_{sx} y a_{sy} obtenidas de la sección total A_s de la armadura traccionada en la franja de la columna, en cm, dividida por el ancho de la franja de la columna considerada aún en el caso en que las solicitaciones no se determinen por el método aproximado;

$\mu_g = \frac{a_s}{h_m} \geq 0,5\%$ cuantía existente, pero que debe considerarse en el cálculo con $\mu_g \leq 30 \frac{\sigma'_{bk}}{\beta_s} \leq 1,5\%$;

h_m la altura útil de la losa en la sección circular considerada, valor promedio de ambas direcciones, en cm.

22.6. ABERTURAS EN LA LOSA

Si se prevén aberturas a través de la losa, en las zonas en las que de acuerdo con las figuras 51 y 52 se deben disponer las armaduras de corte, las dimensiones en planta en la dirección del perímetro (en el caso de columnas circulares) o de los lados (en columnas de sección rectangular), no deben ser mayores que $1/3 d_{st}$ (ver la aclaración a la fórmula 46), ni el área total de todas las aberturas debe ser mayor que $1/4$ de la sección de la columna.

La separación libre entre dos aberturas, en el caso de columnas circulares, debe ser por lo menos d_{st} , medida en el perímetro de la columna.

En el caso de columnas rectangulares, sólo se permiten aberturas en el tercio central de los lados y a lo sumo en dos lados opuestos.

La tensión de corte τ_r determinada según la ecuación (46) debe incrementarse en un 50%, si se ha utilizado para las aberturas la máxima superficie permitida. Si la suma del área de todas las aberturas es menor que 1/4 de la sección de la columna, el incremento de τ_r puede reducirse linealmente

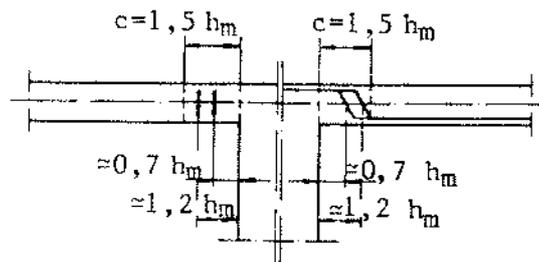


Figura 51. Losa sin refuerzo en el capitel de apoyo en el caso de peligro de punzonado (ejemplo de armadura de corte).

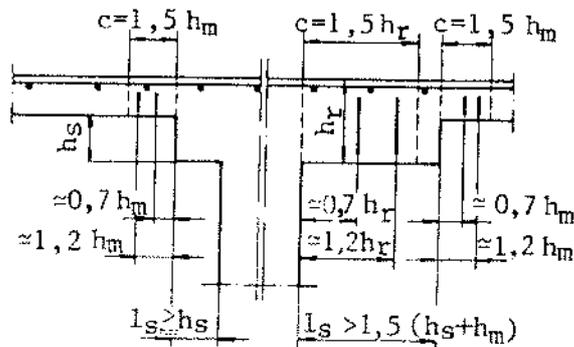


Figura 52. Losa con refuerzo en el capitel de apoyo en el caso de peligro de punzonado (ejemplo de armadura de corte).

22.7. DIMENSIONAMIENTO DE LAS PLACAS ARMADAS PARA FUNDACIONES

La distribución de las solicitaciones debe realizarse en base a la teoría de las losas. De aquí se obtiene el valor de la armadura necesaria para la

flexión y su distribución en el ancho de la placa de fundación.

La limitación que se indica en el último párrafo del artículo 22.4., con referencia a la cuantía de armadura para la flexión, puede dejarse de lado en el dimensionamiento de estas fundaciones.

Para la determinación de máx Q_r se puede admitir una distribución de la carga con un ángulo de 45° hasta la capa inferior de la armadura (ver la figura 53).

Las expresiones que deben utilizarse son:

$$\text{máx } Q_r = N_{st} - \frac{\pi \cdot d_k^2}{4} \cdot p_s \quad (50)$$

siendo:

$$d_k = d_r + h_m$$

En el caso de vigas de fundación armadas, se debe proceder en forma análoga.

En la verificación de la seguridad al punzonado (de acuerdo con el artículo 22.5.2.), cuando se determinan los coeficientes \mathcal{K}_1 y \mathcal{K}_2 , se usará la cuantía de armadura existente μ_g , en la sección circular de diámetro d_r , es decir calcularse con la expresión:

$$\mu_g = \frac{a_s}{h_m}$$

El Cuaderno 240 contiene indicaciones más precisas al respecto.

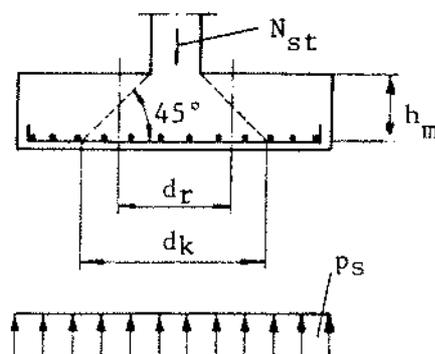


Figura 53. Distribución de la carga

CAPITULO 23. VIGAS DE GRAN ALTURA

23.1. DEFINICION

Las vigas de gran altura son estructuras planas cargadas en su plano medio, en las cuales no son aplicables las hipótesis del artículo 17.2.1., debiendo calcularse de acuerdo con la teoría de las placas. El Cuaderno 240 contiene indicaciones correspondientes a algunos casos simples.

23.2. DIMENSIONAMIENTO

El margen de seguridad entre la carga de servicio y la carga de rotura, es suficiente cuando bajo la carga de servicio las tensiones principales de compresión en el hormigón no exceden el valor $\beta_R/2,1$ y las tensiones principales de tracción en el acero no exceden el valor $\beta_S/1,75$ ó 240 MN/m^2 (2400 kgf/cm^2) (ver el artículo 17.2.).

Las tensiones principales de tracción deben absorberse íntegramente con armadura. Las limitaciones de las tensiones de corte de acuerdo con el artículo 17.5.3., no rigen aquí.

23.3. DETALLES CONSTRUCTIVOS

El espesor mínimo de las vigas de gran altura debe ser de 10 cm.

En el proyecto de la armadura se debe tener en cuenta la gran sensibilidad que, debido a su rigidez, tienen las vigas continuas de gran altura frente a los asentamientos diferenciales de los apoyos.

La armadura longitudinal del tramo no debe interrumpirse antes de los apoyos, pudiendo sin embargo levantarse parte de ella. Se debe cuidar especialmente el anclaje de la armadura en los apoyos extremos (ver el artículo 18.7.4.).

Las vigas de gran altura deben tener siempre en cada cara una armadura vertical y otra horizontal (armadura en forma de malla), que podrá incluirse en la absorción de las tensiones principales de tracción de acuerdo con el artículo 23.2. La sección total de esta armadura, por malla y para cada dirección, será como mínimo:

- a) para el acero AL - 220 (I), $2,4 \text{ cm}^2/\text{m}$ ó 0,08% de la sección de hormigón.

b) para los aceros ADN - 420 (III), ADM - 420 (III), y AM - 500 (IV),
1,5 cm /m ó 0,05% de la sección de hormigón.

La separación de las barras de la malla no debe ser mayor que el doble del espesor de la pared, ni mayor de 30 cm.

CAPITULO 24. CASCARAS Y ESTRUCTURAS PLEGADAS

24.1. DEFINICION Y BASES PARA EL DIMENSIONAMIENTO

Las cáscaras son estructuras laminares de pequeño espesor, con simple o doble curvatura, con o sin bordes reforzados estructuralmente.

Las estructuras plegadas son estructuras laminares espaciales, formadas por placas planas unidas rígidamente entre sí.

Para la determinación de los esfuerzos internos y de las deformaciones se supondrá el comportamiento elástico de estas estructuras.

24.2. SIMPLIFICACIONES DE LAS HIPOTESIS DE CARGA

24.2.1. Acción de la nieve

La acción de la nieve debe considerarse según lo establecido en el Reglamento CIRSOC 104: "Acción de la nieve sobre las construcciones". Si es necesario se debe tener en cuenta, también, la carga de nieve en un solo costado y el efecto de su acumulación en ciertas partes del techo.

24.2.2. Acción del viento

En las cáscaras y en las estructuras plegadas se debe determinar la distribución del viento mediante ensayos sobre modelos en túnel de viento, siempre que no se disponga de suficientes experiencias al respecto. Cuando la carga de viento incrementa el efecto del peso propio, ésta puede introducirse como un incremento proporcional de la carga permanente.

24.3. ESTUDIO DEL PANDEO POR ABOLLAMIENTO

Si la seguridad a pandeo no resulta evidente, las cáscaras y las láminas plegadas deberán verificarse al pandeo (abollamiento) teniendo en cuenta las deformaciones elásticas. Deben ser evaluadas las deformaciones por fluencia lenta y retracción, la disminución de la rigidez originada por el paso del estado I al estado II, así como las inexactitudes de la ejecución, especialmente las desviaciones no previstas en la curvatura y en la posición de las armaduras. En las estructuras con una única malla de armadura en el plano medio, es especialmente notable la disminución de la rigidez al pasar del estado I al estado II.

La seguridad a pandeo no debe ser menor que 5. En el caso de que no sea suficientemente confiable la determinación aproximada de todas las influencias mencionadas, al pasar del material constructivo isótropo al hormigón armado, material anisótropo, (ya sea que esa determinación se haga por vía teórica o a través de modelos), o cuando existan incertidumbres en cuanto a la configuración de pandeo, la seguridad a pandeo deberá tomarse aproximadamente mayor que 5.

24.4. DIMENSIONAMIENTO

Para las tensiones de compresión en el hormigón, como para las tensiones de tracción en el acero, rige lo indicado para las vigas de gran altura en el artículo 23.2., pudiendo en caso necesario, ser conveniente una limitación adicional de las tensiones del acero.

El dimensionamiento a la flexión de las cáscaras y de las estructuras plegadas (por ejemplo: en las zonas de las perturbaciones de borde), debe efectuarse según lo indicado en el artículo 17.2.

Se deben determinar las tensiones de tracción en el hormigón (que resultan de los esfuerzos axiales y de corte, actuantes en la superficie media de las cáscaras o de las estructuras plegadas bajo las cargas de servicio), admitiendo para su cálculo la colaboración total del hormigón de la zona traccionada (estado I).

Las tensiones principales de tracción que actúan en la superficie media de las cáscaras y de las estructuras plegadas, deben limitarse adecuadamente para que las deformaciones y las redistribuciones de tensiones que se originan al pasar del estado I al estado II, resulten pequeñas. Estas tensiones de tracción deben absorberse con armadura. Esta armadura, especialmente en el caso de elevadas tensiones de tracción, debe orientarse en lo posible en la dirección de los esfuerzos longitudinales principales (armadura dispuesta según las trayectorias de tracción). Si la armadura forma un ángulo $\alpha \leq 10^\circ$ con la dirección de los esfuerzos principales, se podrá considerar que la armadura está dispuesta según las trayectorias, y se podrá dimensionar como tal. Cuando las desviaciones son mayores ($\alpha > 10^\circ$) se debe reforzar la armadura correspondientemente. En lo posible deben evitarse las desviaciones de $\alpha > 25^\circ$, a menos que las tensiones de tracción en el hormigón sean menores de $0,18 \sqrt[3]{\sigma_{bk}^2}$ (σ'_{bk} de la Tabla 3), o si existen en ambas direcciones de las tensiones principales, tensiones de tracción de aproximadamente igual magnitud.

24.5. DETALLES CONSTRUCTIVOS

Se debe cuidar especialmente la forma de acuerdo con los planos, así como la correcta ejecución de los encofrados.

Para láminas de más de 6 cm de espesor la armadura se repartirá uniformemente en cada cara, formando dos mallas de acuerdo con la Tabla 35. Una armadura adicional, dispuesta según las trayectorias, se ubicará en lo posible simétricamente con respecto a la superficie media de la lámina, de acuerdo con el artículo 24.4. En el caso de láminas de espesor $d \leq 6$ cm, se podrá ubicar la totalidad de la armadura en una malla colocada directamente en la superficie media.

Cuando se dispongan las mallas en ambas caras de las láminas, se podrá aumentar la separación de las barras interiores en un 50% sobre los valores máximos indicados en las líneas 1 y 2 de la Tabla 35 (ver la figura 54).

En el caso de barras no nervuradas se puede prescindir de los ganchos, siempre que el diámetro de las barras sea como máximo de 8 mm y si se cumplen las longitudes de anclaje y de empalme indicadas en los artículos 18.5.2.2. y 18.6.3.2.

Tabla 35. Armadura mínima en cáscaras y estructuras plegadas.

	1	2	3	4
	Espesor del hormigón en cm	Tipo	Armadura Diámetro mínimo en mm	Separación máxima de las barras exteriores en cm
1	d > 6	En general	5	20
2		Para mallas <u>sol</u> <u>dadas</u>	4	20
3	d ≤ 6	En general	5	15*
4		Para mallas <u>sol</u> <u>dadas</u>	4	15*

* Pero no más que tres veces el espesor de la cáscara o de la estructura plegada.

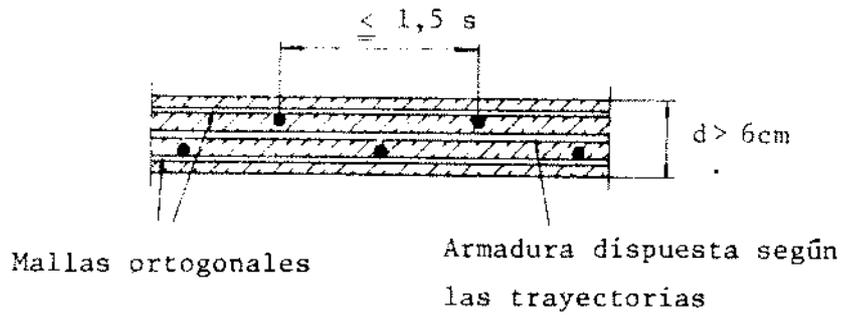


Figura 54. Separación entre las barras de la armadura

CAPITULO 25. ELEMENTOS COMPRIMIDOS

25.1. CAMPO DE VALIDEZ

Se designan como columnas a los elementos con forma de barra, de ancho $b \leq 5 d$, y como tabiques a los elementos donde $b > 5 d$, siendo $b \geq d$, y d el menor espesor. Para su dimensionamiento rige el Capítulo 17 y para el recubrimiento de hormigón el artículo 13.2. Los elementos comprimidos con excentricidades relativas de la carga según el penúltimo párrafo del artículo 17.4.1., deben tratarse constructivamente como vigas y losas. Los elementos comprimidos cuya cuantía de armadura excede los límites indicados en el artículo 17.2.3. no se consideran dentro del campo de validez de este Reglamento.

25.2. COLUMNAS ARMADAS CON ESTRIBOS

25.2.1. Espesor mínimo

El espesor mínimo de las columnas armadas con estribos figura en la Tabla 36.

En las secciones de cualquier forma (ver la Tabla 36, renglón 2) la longitud del ala menor no puede ser inferior a los valores del renglón 1.

Si la longitud del ala es mayor que 5 veces el espesor de la misma, el ala debe tratarse como tabique portante según el artículo 25.5.

En las secciones huecas, si la distancia libre es mayor que 10 veces el espesor de la pared, dicha pared debe tratarse como un tabique, según el artículo 25.5.

En el caso de columnas y otros elementos comprimidos que se construyen en posición horizontal y sirven para fines secundarios, se pueden usar espesores menores que los indicados en la Tabla 36. Como columnas y elementos para fines secundarios pueden considerarse sólo aquellos cuya falla aislada no disminuya la seguridad de la estructura en conjunto ni la capacidad portante de los elementos constructivos que sustenta.

Tabla 36. Espesor mínimo de los elementos comprimidos armados con estribos

	1	2	3
	Forma de la sección	Elementos comprimidos ejecutados con hormigón in-situ en posición vertical. cm	Elementos premoldeados y elementos comprimidos ejecutados en posición horizontal. cm
1	Sección maciza, espesor	20	14
2	Sección abierta, p.ej. I, T y L (espesor del ala y del alma)	14	7
3	Sección hueca (espesor de pared)	10	5

25.2.2. Armaduras

25.2.2.1. Armadura longitudinal

La armadura longitudinal A_s del lado traccionado o menos comprimido de la sección debe ser como mínimo el 0,4% y la armadura longitudinal total no debe ser menor que el 0,8% de la sección de hormigón estáticamente necesaria; y no debe sobrepasar el 9% de A_b . Si la sección de hormigón no llega al agotamiento se podrá reducir la sección de la armadura mínima determinada en función de la sección real, en la relación entre el esfuerzo axial existente y el esfuerzo axial admisible. Para la determinación de las cargas actuantes y admisibles ha de mantenerse la excentricidad de la carga y la esbeltez de la pieza.

La sección de la armadura de compresión A'_s que se puede considerar en el cálculo, puede ser, como máximo, igual a la sección de la armadura A_s existente del lado traccionado o menos comprimido de la sección.

El diámetro mínimo de la armadura longitudinal está indicado en la Tabla 37. Para elementos comprimidos secundarios (ver el artículo 25.2.1.), los diámetros mínimos pueden ser inferiores a los de la Tabla 37.

Tabla 37. Diámetro mínimo d_{sl} de la armadura longitudinal

	1	2	3
Espesor mínimo del elemento comprimido cm		Diámetro mínimo d_{sl} , en mm, para	
		AL - 220 (I)	ADN - 420 (III) ADM - 420 (III) AM - 500 (IV)
1	< 10	10	8
2	≥ 10 a < 20	12	10
3	≥ 20	14	12

La máxima separación de las barras será de 30 cm. Para columnas con $b \leq 40$ cm puede colocarse una barra en cada esquina de la sección.

Las barras rectas solicitadas a compresión, sólo pueden considerarse como portantes a una distancia ℓ_1 del extremo de la barra; ℓ_1 se define en el artículo 18.5.2.2. Si la longitud de anclaje ℓ_1 no puede ubicarse del todo en la estructura contigua, se permite considerar también como zona de anclaje, una zona de la columna de longitud $2d$ como máximo, (d es el espesor menor de la columna), (ver la figura 56).

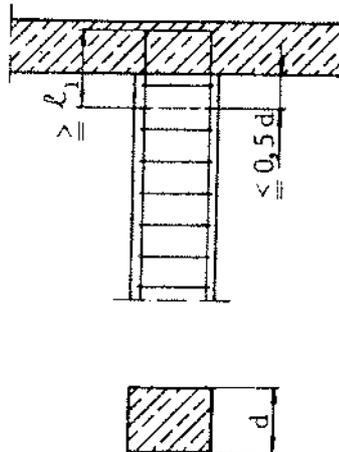


Figura 55. Zona de anclaje de la armadura de columna sin requerimientos especiales con respecto a la adherencia.

En esta zona y cuando se necesite más de $0,5 d$ (ver las figuras 55, 56a y 56b) debe asegurarse la adherencia mediante el impedimento de la dilatación transversal del hormigón (por ejemplo mediante estribos o armadura transversal con una separación máxima de 8 cm).

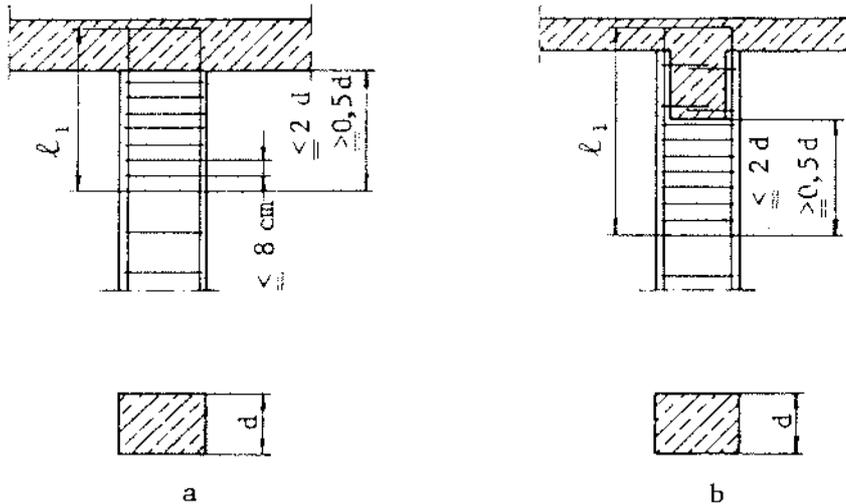


Figura 56 a y 56 b. Refuerzo de la armadura de estribos en la zona de anclaje de la armadura longitudinal.

25.2.2.2. Armadura de estribos en los elementos comprimidos

Los estribos deben cerrarse de acuerdo con la figura 57, desplazándose los ganchos en lo posible a lo largo de la columna. Si hay más de tres barras longitudinales en una esquina, deben desplazarse los ganchos o empalmarse los extremos de los estribos, según las figuras 22c ó 22 d.

El diámetro mínimo de los estribos simples o en hélices es de 6 mm, y en el caso de mallas soldadas de 4,2 mm; en el caso de barras longitudinales de $d_{sl} > 20$ mm el diámetro mínimo de los estribos debe ser de 8 mm. Los estribos y las hélices con un diámetro mínimo de 8 mm pueden reemplazarse, sin embargo, por un número mayor de estribos de diámetro menor (hasta el mínimo citado) de sección equivalente.

La separación " s_{est} " de los estribos y el paso de la hélice " s_w " pueden, como máximo, ser iguales al menor espesor d del elemento comprimido o 12 veces el diámetro de la armadura longitudinal. Es determinante el menor de los dos valores (ver la figura 57).

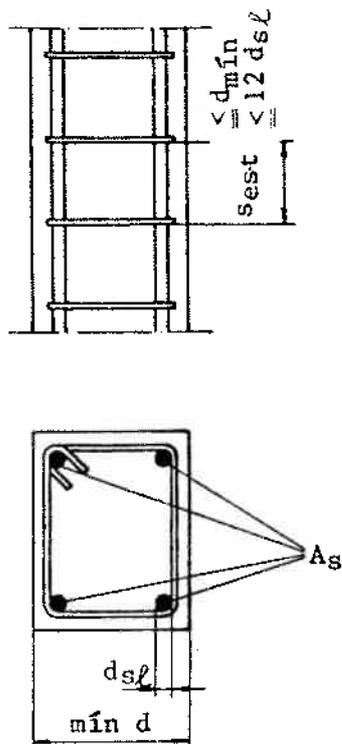


Figura 57. Armadura de estribos

En cada esquina de una sección pueden asegurarse hasta cinco barras longitudinales contra el pandeo. La distancia máxima de la barra más alejada, a la barra de la esquina, debe ser como máximo de 16 veces el diámetro del estribo (ver la figura 58).

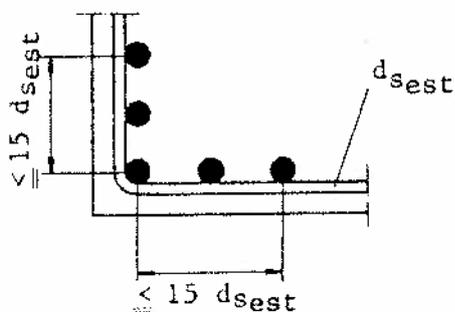


Figura 58. Estribado de varias barras longitudinales.

Otras barras longitudinales a mayor distancia de la barra de la esquina, deben asegurarse mediante estribos intermedios, que pueden estar a una separación igual al doble de la separación entre los estribos principales.

25.3. ELEMENTOS COMPRIMIDOS ZUNCHADOS

25.3.1. Principios generales

Para los elementos comprimidos zunchados rigen las mismas especificaciones que para los elementos comprimidos armados con estribos (ver el artículo 25.2.), a menos que se indique lo contrario.

Para el dimensionamiento de las columnas zunchadas ver el artículo 17.3.2.

25.3.2. Espesor mínimo y resistencia del hormigón

El diámetro d_k del núcleo, cuando se trata de columnas de hormigón in situ, debe ser como mínimo de 20 cm y en elementos comprimidos premoldeados el diámetro mínimo debe ser igual a 14 cm. Para otras indicaciones, ver el artículo 17.3.2.

25.3.3. Armadura longitudinal

La armadura longitudinal A_s debe ser como mínimo el 2% de A_k y no debe exceder el 9% de A_k , aún en la zona de empalmes. Deben preverse por lo menos 6 barras longitudinales y distribuirse uniformemente en el perímetro.

25.3.4. Armadura helicoidal (zunchos)

El paso " s_w " de la hélice debe ser como máximo de 8 cm o $d_k/5$. El menor valor es determinante. El diámetro de las barras debe ser como mínimo de 6 mm. Para la limitación de la sección del zuncho por descascaramiento, ver el artículo 17.3.2.

Los extremos del zuncho, también en empalmes por yuxtaposición, deben terminarse en forma de ángulo doblado hacia el interior, o soldarse a la espira vecina.

25.4. COLUMNAS O ELEMENTOS COMPRIMIDOS DE HORMIGÓN SIMPLE

Para el dimensionamiento rige el artículo 17.9. Las dimensiones mínimas se rigen por las Tablas 36 ó 38. Sin embargo para secciones huecas no deben adoptarse espesores menores que los indicados en la Tabla 36, renglón 2, para secciones abiertas.

Si en el caso de secciones abiertas, o en forma de T, el ancho del ala es ma-

yor que el menor espesor de la misma, se debe considerar el ala como tabique sin armar.

25.5. TABIQUES

25.5.1. Principios generales

Se consideran tabiques a los elementos constructivos en forma de placas, solicitados predominantemente a compresión y comprenden:

- a) Tabiques portantes para cargas verticales, por ejemplo, cargas de entresijos; también se consideran tabiques portantes a las placas verticales previstas para cargas horizontales, por ejemplo, tabiques contraviento.
- b) Tabiques de arriostamiento para el arriostado contra el pandeo de tabiques portantes. A este efecto también pueden usarse otros tabiques portantes.
- c) Tabiques no portantes, solicitados predominantemente por su peso propio, pero que también pueden transmitir cargas de viento actuantes sobre su superficie a otros elementos portantes, por ejemplo, placas de piso o de pared.

Los tabiques de elementos premoldeados están tratados en el Capítulo 19 y en especial en el artículo 19.8.

25.5.2. Arriostamientos de tabiques portantes

Se distinguen tabiques apoyados en 2, 3 ó 4 lados, según sea el número de bordes apoyados en forma indesplazable normalmente al plano del tabique. Como apoyo indesplazable pueden actuar losas de entresijos, tabiques arriostados u otros elementos suficientemente rígidos. Los tabiques o elementos de arriostamiento deben construirse simultáneamente con el tabique portante, o deben unirse al mismo en forma tal, que puedan transmitir los esfuerzos (ver el artículo 19.8.3.). Los tabiques de arriostamiento deben tener por lo menos una longitud igual a $1/5$ de la altura del piso, siempre que no se efectúe para la sección compuesta, formada por los tabiques portantes y de arriostamiento, una verificación especial a pandeo.

Si los tabiques apoyados en 4 lados tienen aberturas, cuya altura es mayor que $1/3$ de la altura del piso, o cuya superficie tiene un área mayor que $1/10$ del área del tabique, se considerará a las partes del tabique, entre las aberturas y los tabiques de arriostamiento, como tabiques apoyados en 3

lados y a las partes del tabique entre aberturas como tabiques apoyados en 2 lados.

25.5.3. Espesor mínimo de los tabiques

25.5.3.1. Requerimientos generales

El espesor mínimo se rige por lo indicado en el artículo 25.5.3.2. y para tabiques premoldeados por el artículo 19.8.2., siempre que por razones de estabilidad, así como por exigencias técnicas, acústicas o requerimientos de protección contra incendio no resulten espesores mayores.

El espesor mínimo de los tabiques huecos puede ser determinado por analogía con los artículos 25.4 ó 25.2.1., Tabla 36.

25.5.3.2. Tabiques con sección rectangular llena

Los requerimientos para el espesor mínimo están dados en la Tabla 38.

Tabla 38. Espesor mínimo de los tabiques portantes.

1	2	3	4	5	6	
Clase de resistencia del hormigón	Ejecución	Espesor mínimo del tabique ejecutado con:				
		Hormigón simple		Hormigón armado		
		Losas sobre tabique		Losas sobre tabique		
		No continua cm	Conti nua cm	No con tinua cm	Conti nua cm	
1	hasta H - 8	in situ	20	14	-	-
2	desde H - 13	in situ	14	12	12	10
3		premoldeado	12	10	10	8

Los valores de las columnas 4 y 6 de la Tabla 38 pueden ser aplicados también en casos de losas no continuas, si se demuestra que la excentricidad de la carga vertical es menor que 1/6 del espesor del tabique.

Los tabiques de arriostramiento no deben tener espesores menores de 8 cm.

Los espesores mínimos de la Tabla 38 rigen también para partes de los tabiques con $b < 5d$ entre, o al lado de las aberturas, o en las partes de los tabiques con cargas concentradas, aún cuando aquellas partes sean diseñadas como columnas armadas con estribos, según el artículo 25.2..

Para tabiques de importancia secundaria, por ejemplo construcciones premoldeadas de un solo piso, están permitidos espesores menores, siempre que se

tomen precauciones especiales en la ejecución, por ejemplo cuando se los moldea horizontalmente.

25.5.4. Hipótesis para el dimensionamiento y verificación de la seguridad a pandeo

25.5.4.1. Excentricidad del punto de aplicación de la carga

Para los tabiques interiores cargados de ambos lados por losas, se podrá prescindir en general de la excentricidad de la carga de la losa, aún cuando las losas no estén unidas rígidamente a flexión con el tabique.

Para los tabiques cargados de un solo lado por losas, debe considerarse en el extremo superior del tabique una repartición triangular de tensiones debajo de la superficie de apoyo de la losa, siempre que no se tomen medidas adecuadas para asegurar el centrado de la carga. En el pie del tabique se puede admitir una rótula en el centro de la superficie de contacto.

25.5.4.2. Longitud de pandeo

La longitud de pandeo h_K depende de la altura del piso h_S y de la forma de arriostamiento del tabique, según la ecuación (51):

$$h_K = \beta \cdot h_S \quad (51)$$

Para el coeficiente β debe ponerse:

a) en los tabiques apoyados en dos lados,

$$\beta = 1,00 \quad (52)$$

b) en los tabiques apoyados en tres lados,

$$\beta = \frac{1}{1 + (h_S/3b)^2} \geq 0,30 \quad (53)$$

c) en los tabiques apoyados en cuatro lados,

$$\text{para } h_S \leq b \quad \beta = \frac{1}{1 + (h_S/b)^2} \quad (54)$$

$$\text{para } h_S > b \quad \beta = b/2 \cdot h_S \quad (55)$$

siendo:

- b la distancia del borde libre hasta el eje del tabique arriostrante o la distancia entre los ejes de los tabiques arriostrantes.

Para los tabiques apoyados en dos lados que están empotrados arriba y abajo en las losas con hormigón in situ y armadura, en forma tal que los momentos en los extremos estén totalmente absorbidos, se podrá tomar sólo el 0,85% de la longitud de pandeo cuando $h_g \leq b$. Para paredes sin armar, apoyadas en tres o cuatro lados, ver el Cuaderno 220.

25.5.4.3. Verificación de la seguridad a pandeo

Para la verificación de la seguridad a pandeo de los tabiques armados y sin armar rigen los artículos 17.4. y 17.9. Para un procedimiento aproximado ver el Cuaderno 220.

Para espesores < 10 cm ver el artículo 17.2.1.

25.5.5. Detalles constructivos

25.5.5.1. Tabiques sin armar

La absorción de las reacciones horizontales, de losas de entrepiso a los tabiques, debe ser verificada.

Para evitar grandes fisuras por retracción, ver el artículo 14.6. En los tabiques se colocará además, 2 barras corridas (encadenamiento), de por lo menos $d_g = 12$ mm, aproximadamente a la altura de cada piso. Entre dos juntas de dilatación del edificio, esta armadura de encadenamiento no puede interrumpirse ni por aberturas, por ejemplo: ventanas. Los empalmes se ejecutarán según el artículo 18.6. y se desplazarán, en lo posible, entre sí.

Podrá considerarse como formando parte de la armadura de encadenamiento, a barras corridas y paralelas, en las siguientes condiciones:

- a) con la totalidad de su sección cuando la armadura de losa está ubicada a una distancia máxima de 50 cm del plano medio del tabique, y en caso de dinteles si la armadura está a una distancia máxima de 50 cm del plano medio de la losa.
- b) con la mitad de su sección, cuando la armadura que se encuentra en el tabique está a una distancia mayor que 50 cm, pero como máximo a 1 m, del plano medio de la losa (por ejemplo, en dinteles).

En el dimensionamiento se deben considerar aberturas, ranuras, huecos, etc. con la excepción de ranuras verticales abiertas a posteriori que cumplan las indicaciones del siguiente párrafo:

Sólo se permitirán si son verticales y si su profundidad es menor que $1/6$ del espesor del tabique y no mayor que 3 cm, y su ancho menor que el espesor del mismo. La separación entre ranuras debe ser como mínimo de 2 m y el espesor del tabique ≥ 12 cm.

25.5.5.2. Tabiques armados

Para los tabiques armados, mientras no se indique lo contrario, rige el artículo 25.5.5.1. y para la armadura longitudinal el artículo 25.2.2.1.

Los tabiques armados con una armadura menor que 0,5% de la sección estáticamente necesaria no se consideran armados y por lo tanto deben ser dimensionados como tabiques sin armar (ver el artículo 17.9.). La armadura de tales tabiques, sin embargo, puede considerarse para cubrir los momentos flexores locales; en el caso de tabiques premoldeados, para el estado de carga de transporte y montaje, como así también para coacciones, por ejemplo, por temperatura desigual, impedimento de deformación, retracción y fluencia lenta en elementos a los que sirven de apoyo.

En los tabiques portantes la armadura principal debe tener un diámetro mínimo de 8 mm, y en el caso de mallas soldadas AM - 500 un mínimo de 5 mm. La máxima separación de las barras principales es de 20 cm.

La armadura transversal tendrá una sección mínima de $1/5$ de la armadura principal, pero no podrá ser inferior en cada lado y por metro de altura a:

- para AL - 220 (I) tres barras de $d_s = 8$ mm
- para ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III) tres barras de $d_s = 6$ mm
- para AM - 500 (IV) cuatro barras de $d_s = 4,2$ mm

o una cantidad mayor de barras más finas de sección equivalente.

Las barras externas de un lado deben unirse por lo menos en 4 puntos por m^2 con las barras del otro lado, por ejemplo mediante ganchos en forma de S. Si los tabiques son gruesos, se podrán anclar en el interior mediante estribos abiertos (en forma de horquillas) cuyos lados libres deben cumplir con una longitud de anclaje de $0,5 \ell_0$. El recubrimiento de estos ganchos o estribos exigido en el artículo 13.2., puede reducirse en 0,5 cm con respecto a los recubrimientos normales, pero no puede ser menor que 1 cm.

Los ganchos en forma de S pueden suprimirse si las barras principales tienen un diámetro $d_s \leq 14$ mm y si su recubrimiento es $\geq 2 d_s$. En este caso, y siempre en el caso de mallas soldadas, las barras comprimidas pueden ser exteriores.

Si la armadura de compresión estáticamente necesaria es por lado $\geq 1\%$, se deberá proceder a su estribado como en el caso de columnas, de acuerdo con el artículo 25.2.2.2..

En los bordes libres, las barras de esquina deben asegurarse mediante estribos abiertos (en forma de horquillas).

CAPITULO 26. HORMIGON PRETENSADO

El proyecto, el cálculo y la ejecución de las estructuras de hormigón pretensado requieren un profundo conocimiento y experiencia en este tipo de construcción. Por lo tanto sólo se podrá confiar esta tarea a los profesionales y a las empresas que sean poseedores de la experiencia adecuada para que tales estructuras se realicen con el cuidado necesario.

26.1. GENERALIDADES

26.1.1. Campo de validez

Este Capítulo rige para el dimensionamiento y la ejecución de elementos estructurales de hormigón pretensado, realizados con hormigón de densidad normal y pretensados en forma total o limitada mediante elementos tensores, que en el estado definitivo queden ligados por adherencia con el hormigón.

La aplicación, por analogía, de este capítulo a elementos estructurales en los que el procedimiento de pretensado difiere de lo antes estipulado, debe estudiarse en cada caso.

26.1.2. Conceptos

26.1.2.1. Designación de las partes componentes de una sección

En los elementos pretensados se distinguen:

- la zona comprimida
- la zona traccionada precomprimida
- los elementos tensores

Zona comprimida

Es aquella en la que, bajo las cargas de proyecto y sin pretensado, se originan tensiones de compresión por efecto de los esfuerzos axiales y de los momentos flexores. En el caso particular en que el pretensado origine tensiones de compresión en dicha zona, se denominará zona de compresión precomprimida (ver el artículo 26.15.3.).

Zona traccionada precomprimida

Es la zona en que bajo las cargas de proyecto se originan tensiones de tracción debidas a los esfuerzos axiales o a los momentos flexores, y que son

fuertemente reducidas o anuladas por el pretensado.

(4) Bajo la acción de momentos con signos alternados puede convertirse una zona de compresión en una zona de tracción precomprimida e inversamente.

(5) Elementos tensores

Son los elementos para absorber esfuerzos de tracción, hechos de acero, que se utilizan para generar el esfuerzo de pretensado. En este concepto se incluyen los alambres aislados, barras aisladas y cordones. Elementos tensores prearmados son elementos ejecutados en fábrica según el artículo 26.6.5.3.

26.1.2.2. Grado de pretensado

(1) Pretensado total

En este caso no se admiten en el hormigón tensiones de tracción bajo las cargas de servicio (ver el artículo 26.9.1.). Se exceptúan los casos indicados en el artículo 26.10.1.1.

(2) Pretensado limitado

En este caso se admiten en el hormigón tensiones de tracción bajo las cargas de servicio (ver el artículo 26.9.1.) hasta los límites indicados en los artículos 26.10.1.2. y 26.15.

26.1.2.3. Diferenciación del pretensado en función del momento en que se efectúa

(1) Pretensado

En el caso del pretensado los elementos tensores se tesan antes del endurecimiento del hormigón o sea que primero se tesa y luego se hormigona (tesado en banco de tesado).

(2) Postesado

En el caso del postesado se tesa una vez endurecido el hormigón, o sea que sirve como apoyo el hormigón ya endurecido.

26.1.2.4. Diferenciación del pretensado en función del tipo de adherencia con el hormigón

(1) Pretensado con adherencia directa

Es el caso del pretensado en banco de tesado o similar, cuando el hormigón es colocado sobre los elementos tensores tesados, produciéndose la adheren-

cia simultáneamente con el endurecimiento del hormigón.

(2) Pretensado con adherencia a posteriori

Es el caso en que se efectúa el pretensado del hormigón sin adherencia con los elementos tensores, solidarizándose posteriormente dichos elementos con el hormigón (por ejemplo, mediante la inyección de lechada o mortero de cemento en las vainas), de manera tal que la adherencia resulte efectiva para todos los estados de cargas posteriores.

26.2. DIRECTIVAS COMPLEMENTARIAS

26.2.1. Campo de validez

En los capítulos siguientes se establecen los requisitos para el Proyecto, Cálculo y Ejecución de las Estructuras de Hormigón Pretensado, que sustituyen o complementan los establecidos en los Capítulos 1 a 25 para las estructuras de Hormigón Armado.

26.2.2. Requisitos para el acero y el sistema de pretensado

(1) Para los aceros de pretensado rige el artículo 26.3.2.

Hasta que no se haya establecido un método de aprobación de los sistemas de pretensado se podrán tomar como guía los datos correspondientes de los certificados de aptitud del país de origen del sistema de pretensado, teniendo en cuenta las limitaciones que allí se indican y su compatibilidad con las tensiones indicadas en la Tabla 47, en particular, los renglones 64 a 67. Especialmente debe cuidarse que los anclajes no sean solicitados por esfuerzos mayores que los prescritos en dicho certificado de aptitud y en forma análoga que esta documentación sea compatible con lo especificado con respecto a las longitudes de anclaje, esfuerzos locales, adherencia, etc.

(2) Copia de estos certificados deberán formar parte de la Documentación de Obra.

26.2.3. Requisitos para la Documentación Técnica

Además de los requisitos establecidos en el Capítulo 3 para la Documentación Técnica, deberá constar en la misma los datos correspondientes al sistema de pretensado, al grado de pretensado adoptado, el método de construcción y el programa de tesado.

26.2.4. Requisitos para el Personal Técnico Responsable

En la fabricación del hormigón pretensado, tanto en los lugares de construcción como en las fábricas sólo debe admitirse como Personal Técnico Responsa

ble al que disponga de suficiente experiencia y conocimientos referente a la construcción con hormigón pretensado. Durante la ejecución del tesado y de la inyección de las vainas, debe estar siempre presente el Director de Obra o alguna persona autorizada por el mismo, de reconocida idoneidad en la especialidad y en el sistema.

26.3. MATERIALES

26.3.1. Hormigón

(1) 26.3.1.1. Elementos postesados

El hormigón debe ser de resistencia característica mínima $\sigma'_{bk} = 21 \text{ MN/m}^2$ (210 kgf/cm²) (ver el artículo 6.6.2.2.).

(2) En las construcciones corrientes (ver el artículo 2.1.1.) podrá utilizarse además para completar a posteriori los elementos pretensados premoldeados, hormigón in situ de resistencia $\sigma'_{bk} = 13 \text{ MN/m}^2$ (130 kgf/cm²).

(3) El contenido de cloruros del agua de mezclado no puede superar los valores dados en el artículo 6.5., inciso e). No se permite la utilización de agua de mar, ni de otras aguas con sales. Cuando no se pueda evitar el contacto entre el hormigón y el acero tesado (por ejemplo, en anclajes en abanico) rigen para los agregados del hormigón las especificaciones del artículo 26.3.1.2.

(4) Los aditivos para hormigón pueden usarse sólo cuando estén expresamente especificados para ser usados con hormigón pretensado (ver el artículo 6.4.1.).

26.3.1.2. Elementos pretensados con adherencia directa

(1) El hormigón debe ser de resistencia característica mínima $\sigma'_{bk} = 30 \text{ MN/m}^2$ (300 kgf/cm²). Ver el anexo a este artículo.

(2) Los agregados a emplear en el hormigón deben tener un contenido de cloruro tal que sumado al contenido de cloruros del agua no supere los valores especificados en el artículo 6.5., inciso e).

(3) Los cementos se rigen por lo indicado en el artículo 6.2.1.

(4) No pueden utilizarse adiciones minerales pulverulentas.

26.3.2. Acero para pretensado

Para los alambres lisos, perfilados y nervurados y para las barras de acero pretensado rige la norma IRAM-IAS U 500-517, para los cordones de dos y tres alambres de hormigón pretensado rige la norma IRAM-IAS U 500-07, y para los cordones de siete alambres rige la norma IRAM-IAS U 500-03. Estas normas de

ben completarse con las exigencias y recomendaciones de los certificados de aptitud (correspondientes al país de origen) de los sistemas de pretensado (ver el artículo 26.2.2.) y eventualmente deberán ser determinados por ensayos. El acero para pretensado debe protegerse contra la corrosión de acuerdo con lo indicado en el artículo 26.6.5. El hormigón deberá ser compacto de manera que garantice una buena protección de la armadura. Estos cuidados deben extremarse cuando se utilicen alambres o cordones finos. (Ver el anexo a este artículo).

26.3.3. Inyección de vainas

La composición y las propiedades de la mezcla para la inyección de las vainas deben corresponder con lo establecido en el Capítulo 27.

26.4. COMPROBACION DE LA CALIDAD DE LOS MATERIALES Y METODOS

- (1) Para el hormigón y el acero no teso rige lo dispuesto en los Capítulos 6 a 14.
- (2) Con respecto al acero y al sistema de pretensado rige lo dispuesto en el artículo 26.2.2.
- (3) Además de los ensayos realizados en las plantas productoras se deben llevar a cabo los controles indicados en la Tabla 39.
- (4) Para el acero de pretensado se verificarán sus características en cada entrega, dejando constancia de ello por escrito.

26.5. REALIZACION DEL PRETENSADO

26.5.1. Edad del hormigón al efectuar el pretensado

- (1) El pretensado recién se podrá efectuar cuando el hormigón tenga la resistencia adecuada para resistir las tensiones del pretensado y los esfuerzos en los anclajes. Se deberá verificar la resistencia del hormigón requerida en cada etapa. Esto se considera logrado, cuando para el pretensado definitivo se comprueba, de acuerdo con el artículo 7.4.5., que la resistencia media σ'_{bm} ha alcanzado por lo menos los valores de la Tabla 40 (columna 3).
- (2) Si para evitar la fisuración por retracción y temperatura, o para acelerar el desencofrado de algunos elementos se requiere aplicar un pretensado previo parcial, se deberá comprobar que la resistencia media σ'_{bm} obtenida, de acuerdo con lo indicado en el artículo 7.4.5. ha alcanzado los valores de la Tabla 40, columna 2. Ni en los anclajes, ni en la estructura, se podrá superar en esta etapa el 30% de las tensiones admisibles. Si la resistencia verificada

Tabla 39. Control de producción.

	1	2	3	4
	Elemento de ensayo	Tipo de ensayo	Requisitos	Frecuencia
1a	Acero para pretensado	Control de la entrega según el tipo y el diámetro de acuerdo con la norma IRAM-IAS respectiva y con las exigencias particulares del sistema a emplear	Caracterización; Verificación del control de calidad, sin daños; sin oxidación no permitida	Cada entrega
1b		Control de los vehículos de transporte	Carga seca y cubierta; sin impurezas	Cada entrega
1c		Control de almacenamiento	Almacenamiento aireado y seco; sin impurezas; sin transferencia de materiales corrosivos (ver el artículo 26.6.5.1.)	En caso necesario
2	Elementos sensores prearmados	Control de la entrega	Cumplimiento de las determinaciones del artículo 26.6.5.3.	Cada entrega
3	Sistema de pretensado		Cumplimiento de las exigencias del sistema de pretensado (ver el artículo 26.2.2.)	Cada utilización
4	Dispositivo para el tesado	Control de la instalación para el tesado	Cumplimiento de las tolerancias según el artículo 26.5.2.	Cada 6 meses
5	Pretensado	Mediciones según el programa de tesado (ver el artículo 26.5.3.)	Cumplimiento del programa de tesado	Cada proceso de tesado
6	Trabajos de inyección	Control de la inyección	Cumplimiento del Capítulo 27	Cada elemento de tesado

está entre los valores de las columnas 2 y 3, el esfuerzo de pretensado se podrá aumentar, interpolando linealmente.

Tabla 40. Resistencias mínimas del hormigón al aplicar el pretensado.

	1	2	3
	Clase de resistencia del hormigón (1)	Resistencia a la compresión σ'_{bm} al aplicar el pretensado parcial	Resistencia a la compresión σ'_{bm} al aplicar el pretensado definitivo
1	H - 21	10	20
2	H - 30	13,5	27
3	H - 38	17	34
4	H - 47	20	40

(1) La clase de resistencia del hormigón es la resistencia exigida para el hormigón, según el certificado de aptitud de cada sistema de pretensado.

26.5.2. Dispositivos para el tesado

- (1) Los dispositivos para el tesado deberán verificarse antes de su primera utilización. Esta verificación deberá repetirse cada 6 meses, con aparatos calibrados que permitan determinar las desviaciones que indican las lecturas de los dispositivos de tesado con respecto al valor real. En cuanto estas desviaciones dependan de influencias externas (por ejemplo, prensas con presión de aceite dependientes de la temperatura), esto se deberá tener en cuenta.
- (2) No se podrán emplear dispositivos con una desviación de $\pm 5\%$ en el entorno del esfuerzo de pretensado definitivo que con ellos se debe aplicar.

26.5.3. Procedimiento y mediciones para el tesado

- (1) El esfuerzo de tesado se aplicará según un programa de tesado, que se adosará al cálculo estático. El programa debe contener además del orden cronológico del tesado para cada elemento tensor, las indicaciones referentes al esfuerzo de tesado y al alargamiento previsto, teniendo en cuenta la fricción, el acortamiento del hormigón, eventualmente el deslizamiento de los anclajes y el proceso de desapuntalamiento. En caso de un tesado parcial deben tenerse en cuenta las pérdidas de esfuerzo de pretensado que se producen hasta el pretensado definitivo. El orden del tesado debe elegirse en forma tal, que no aparezcan tensiones inadmisibles.

$$1 \text{ MN/m}^2 \approx 10 \text{ kgf/cm}^2$$

- (2) Las mediciones efectuadas durante el tesado deben registrarse en un Acta don de se registrarán todas las mediciones efectuadas durante el tesado y todas las irregularidades que se presentaron. Las mediciones deben abarcar como mínimo el esfuerzo de tesado y el alargamiento. Este Acta formará parte de la Documentación de Obra. Si en un elemento tensor la suma de los valores absolutos de la desviación porcentual del esfuerzo de tesado y de la desviación del alargamiento respecto de los valores fijados es mayor que el 15%, deberá informarse inmediatamente al Director de Obra. Asimismo, deberá informarse al Director de Obra, si la diferencia del esfuerzo de tesado o la diferencia del alargamiento con respecto a los valores fijados es mayor que el 5% para la suma de los valores correspondientes de todos los elementos tensores ubicados en una sección.
- (3) Deberá evitarse una transferencia brusca del esfuerzo de pretensado.

26.6. BASES PARA EL DETALLE CONSTRUCTIVO Y PARA LA EJECUCION

26.6.1. Armadura no tesa

- (1) En general, rigen las directivas para recubrimiento y armado de la armadura, dadas en los Capítulos 13 y 18 de este Reglamento.
- (2) Barras comprimidas

Las barras de la capa de armadura más cercana a la superficie del paramento exterior, al estar fuertemente solicitadas a compresión (por ejemplo, por pretensado) pueden pandear, por lo que deben estar aseguradas contra pandeo como mínimo en cuatro puntos por m^2 (mediante ganchos o estribos en forma de horquilla), si la tensión del hormigón bajo cargas de servicio es superior a $0,17 \sigma'_{bk}$. Se podrá prescindir de esto en el caso de barras longitudinales de diámetro $d_s \leq 14$ mm, si el recubrimiento es por lo menos igual al doble del espesor de la barra. Una armadura de compresión requerida por cálculo, debe estribarse de acuerdo con el artículo 25.2.2.2.

26.6.2. Recubrimiento de los elementos tensores y separación entre los mismos

26.6.2.1. Elementos tensores en vainas

El recubrimiento de hormigón de las vainas para elementos tensores debe ser por lo menos de 3,0 cm.

26.6.2.2. La separación libre entre vainas debe ser por lo menos igual a 0,8 veces el diámetro interno de las vainas y no inferior a 2,5 cm. Ver las recomendaciones para el tamaño máximo de los agregados del artículo 6.6.3.6.1.,

el que deberá hacerse extensivo a la separación de las vainas.

- (1) 26.6.2.3. El recubrimiento mínimo de hormigón de los elementos tensores con adherencia directa está determinado por las exigencias de la protección contra la corrosión de los alambres, por la posibilidad de una buena colocación del hormigón y por la necesidad de un anclaje eficaz. Deberá adoptarse el mayor de los tres valores necesarios.
- (2) La protección contra la corrosión está en general cubierta si se aumentan en 1 cm los recubrimientos indicados en la Tabla 15, columnas 4, 5 y 6 (ver el artículo 13.2.1.).
- (3) Se podrán emplear los valores de la Tabla 15, columnas 4, 5 y 6, incrementados en sólo 0,5 cm, en los siguientes casos:
 - a) en losas, cáscaras y estructuras plegadas, si los elementos tensores no son cruzados por armadura no tesa dentro del espesor del recubrimiento;
 - b) en los elementos premoldeados, en aquellos lugares donde se agregará una capa de hormigón in situ de por lo menos 2 cm de espesor;
 - c) en los elementos tensores de pretensado que no son esenciales para la capacidad portante de los elementos estructurales una vez ubicados definitivamente (por ejemplo, armadura para transporte y montaje).
- (4) Teniendo en cuenta la posibilidad de una adecuada colocación del hormigón, el recubrimiento debe ser mayor que el tamaño del agregado predominante.
- (5) Para el anclaje efectivo de alambres nervurados redondos y de cordones con $d_v \leq 12$ mm, así como también de alambres individuales no redondos con $d_v \leq 8$ mm rigen los siguientes recubrimientos mínimos de hormigón:

- para alambres perfilados y para cordones de alambres individuales lisos

$$c = 1,5 d_v \quad (56)$$

- para alambres nervurados

$$c = 2,5 d_v \quad (57)$$

Para d_v debe ponerse:

- a) Para alambres redondos, el diámetro del alambre.
- b) Para alambres no redondos, el diámetro de un alambre redondo de la misma sección transversal.
- c) Para cordones, el diámetro nominal.

26.6.2.4. En el caso de pretensado con adherencia directa, la separación en-

tre elementos tensores debe ser mayor que el tamaño del agregado predominante y no debería ser menor que los valores resultantes de las ecuaciones (56) y (57) del artículo 26.6.2.3., punto 5.

- (2) En la distribución de los elementos tensores, en el ancho de una sección transversal, la separación libre entre los mismos puede reducirse hasta 1 cm en los grupos de hasta 3 elementos tensores con $d_v \leq 10$ mm, siempre que por capa no se ubiquen más elementos, que los que resulten de una distribución uniforme hecha con separación admisible.

26.6.2.5. Entre los elementos tensores y eventuales elementos embutidos cincados, debe existir por lo menos un espesor de 2,0 cm de hormigón. Además no puede haber ninguna unión metálica entre ambos.

26.6.2.6. Cantidad mínima de elementos tensores

- (1) 26.6.2.6.1. En la zona traccionada precomprimida de los elementos constructivos portantes, el número mínimo de elementos tensores (o en caso de utilizarse haces de alambres, la cantidad total de alambres y barras), debe ser igual o mayor que el indicado en la columna 2 de la Tabla 41. Los valores que allí se indican rigen en la hipótesis de que todas las barras o alambres tengan igual diámetro.

Si se utilizan barras o alambres de secciones diferentes, se debe realizar siempre la comprobación establecida en el artículo 26.6.2.6.2.

Tabla 41. Cantidad de elementos tensores.

	1	2	3
	Tipo de elementos tensores	Cantidad mínima (según el artículo 26.6.2.6.1.)	Cantidad de barras o alambres que fallan teóricamente (1)
1	Barras o alambres individuales	3	1
2	Barras o alambres en caso de haces de barras o alambres	7	3
3	Cordones de 7 alambres; diámetro de cada alambre $d_v \geq 4$ mm (2)	1	—

(1) Si se utilizan barras o alambres de secciones diferentes debe considerarse las barras o alambres de diámetro mayor.

(2) Si en casos especiales se utilizan cordones con alambres de menor diámetro la cantidad mínima se eleva a 2.

- (1) 26.6.2.6.2. Se permite una reducción de los valores mínimos indicados en la columna 2, renglones 1 y 2 siempre que se compruebe que en caso de que falle un número de barras o alambres según lo indicado en la columna 3, las solicitaciones originadas por las cargas y eventuales coacciones pueden ser absorbidas por los elementos tensores que quedan. Esta verificación se hará en base a las indicaciones para la verificación de la seguridad a rotura (ver los artículos 26.11., 26.12.3. y 26.12.4.), con $\gamma = 1,0$ en vez de $\gamma = 1,75$.
- (2) Se pueden tener en cuenta reservas portantes, como por ejemplo distribución transversal de las cargas y eventuales redistribuciones de las solicitaciones por modificación del esquema estático.

Si en esta verificación se tienen en cuenta también elementos constructivos de hormigón armado, podrá utilizarse para la verificación según el artículo 17.2.2, el coeficiente de seguridad $\gamma = 1,0$. En el dimensionamiento para corte y torsión, los valores básicos de la tensión de corte indicados en el artículo 17.5. pueden incrementarse 1,75 veces.

26.6.3. Soldadura

- (1) La soldadura del acero para pretensado no se admite; en cambio se permite el corte autógeno detrás del anclaje. Para la soldadura de la armadura no tesa rige el artículo 6.7.1. y la Tabla 29.
- (2) El acero de pretensado y sus anclajes deben ser protegidos contra la temperatura y el desprendimiento de material utilizado para soldar, debido a soldaduras efectuadas en su cercanía.

26.6.4. Vainas

Previamente al hormigonado se deberán controlar las vainas y verificar la eventual existencia de quiebras o abolladuras u otros daños. En el caso de que dichos daños puedan afectar el tesado o si aparecen puntos no estancos, se deberán tomar las medidas correspondientes para subsanar estos inconvenientes. Se cuidará especialmente el sellado de los empalmes de las vainas. Las vainas se deben fijar de tal manera que no se desplacen durante el hormigonado.

26.6.5. Colocación de los elementos tensores y protección contra la corrosión del acero de pretensado

26.6.5.1. Generalidades

- (1) El acero para tesar debe estar limpio y libre de oxidación.

- (2) Pueden utilizarse aceros con una leve oxidación superficial. Se entiende por leve oxidación superficial aquella que es producida por un ataque de óxido uniforme, que no ha llegado a formar cicatrices reconocibles por inspección visual y que puede ser eliminada mediante una única pasada con un paño levemente aceitado. No es necesario efectuar dicha limpieza.
- (3) La confección de los elementos tensores, como también el corte de las barras o alambres debe hacerse en lugares secos.

Los elementos tensores, una vez armados, deben almacenarse hasta su montaje en los encofrados, en lugares secos y separados del suelo. Deben ser protegidos del contacto con sustancias químicas y de la humedad. Durante la colocación de los elementos tensores deben evitarse quiebres o daños mecánicos. El acero de pretensado debe protegerse contra la corrosión y la suciedad también en el lapso que media entre su colocación y la inyección de las vainas, especialmente si dicho lapso es mayor que 6 semanas.

- (4) Los alambres para un elemento tensor deben corresponder en lo posible a una misma entrega (colada).
- (5) Las placas de anclaje y los cuerpos de anclaje deben disponerse en ángulo recto respecto del eje del elemento tensor.

26.6.5.2. Protección contra la corrosión hasta la inyección

- (1) El intervalo entre la fabricación del elemento tensor y la inyección del mortero o lechada de cemento debe ser el mínimo posible. La inyección debe efectuarse lo antes posible después de tesados los elementos tensores. Los intervalos permitidos deben juzgarse teniendo en cuenta las condiciones locales.
- (2) Cuando se impide la entrada y acumulación de humedad (también agua de condensación), pueden considerarse como intervalos no perjudiciales para el acero de pretensado (o sea, período sin necesidad de comprobaciones o verificaciones especiales) los siguientes:
- entre la fabricación del elemento tensor y la inyección hasta 12 semanas, de las cuales hasta 4 semanas libre en los encofrados, y hasta 2 semanas bajo tensión.
- (3) Si no se cumplen estas condiciones se deben prever medidas especiales para una protección temporaria contra la corrosión de los aceros. Caso contrario se debe verificar que no hay una corrosión perjudicial.

- (4) Como medio de protección especial es adecuado, por ejemplo, un barrido periódico de los canales de tesado (vainas) con aire previamente secado y eventualmente purificado.
- (5) Se debe verificar que las medidas de protección adoptadas sean suficientes e inocuas, tanto para el acero como para la mezcla de inyección y para la adherencia entre los elementos tensores y la mezcla de inyección.

26.6.5.3. Elementos tensores prearmados

- (1) La fabricación se debe realizar en lugares cerrados.
- (2) Las condiciones exigidas para el transporte y almacenamiento del acero deben respetarse también para los elementos tensores. Estos deben dejar la planta debidamente protegidas.
- (3) Junto con los elementos tensores se debe entregar la siguiente documentación:
 - remito con indicación de la obra, tipo de elemento tensor, número de posición de los elementos tensores, fecha de fabricación, de entrega y la confirmación de que los elementos tensores han pasado el control de calidad. El remito debe contener también los datos de la etiqueta de los aceros utilizados;
 - también constancias de la procedencia; cuando se utilizan aceros sobrantes de otras partidas.
- (4) Los elementos tensores deben ser revisados en el momento de su entrega, por el Director de Obra o su representante en cuanto a eventuales daños producidos durante el transporte (daños visibles en vainas y anclajes).

26.6.6. Obtención de la adherencia a posteriori

- (1) La inyección de las vainas para la protección contra la corrosión de las armaduras y para la obtención de la adherencia a posteriori, requiere un especial cuidado.
- (2) Para ello rige el Capítulo 27: "Inyección de vainas".
Debe asegurarse que los elementos tensores estén cubiertos con mortero o lechadas de cemento.
- (3) Se dejará constancia en el Acta (ver el artículo 26.5.3.) de la fecha en que se efectuó la inyección y de las observaciones, si las hubiere.

26.6.7. Armadura mínima

26.6.7.1. Generalidades

- (1) Si por el cálculo o por razones constructivas no resulta una armadura no te-
sa mayor que la que se especifica en los artículos siguientes, deberá colo-
carse por lo menos esta armadura mínima. Se recomienda que la separación en
tre barras no supere 20 cm.

En el caso de pretensado con adherencia directa se podrán incluir los alam-
bres de pretensado para el cómputo de la armadura mínima, considerándolos al
efecto, como acero tipo III.

En cada sección es determinante solamente el valor máximo de la armadura su-
perficial o de la armadura longitudinal o de la armadura de corte. No es
por lo tanto necesario sumar los distintos tipos de armadura mínima en una
sección.

- (2) Para puentes y construcciones similares (es decir, estructuras a la intempe-
rie y con cargas no predominantemente estáticas) los diámetros de las barras
no serán inferiores a:

- para AL - 220 (I)	$d_s = 10$ mm
- para ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III)	$d_s = 8$ mm
- para AM - 500 N y con separación de las barras no mayor que 150 mm	$d_s = 6$ mm

26.6.7.2. Armadura superficial de losas

- (1) En el plano superior e inferior de las losas se dispondrán mallas de armadu-
ra, formadas por dos capas aproximadamente ortogonales, con una sección
transversal según la Tabla 42, renglón 1.

Las capas indicadas pueden integrarse mediante varias capas suficientemente
cercanas a la superficie de la losa.

- (2) En cambio no es necesario una armadura superior mínima en las losas simple-
mente apoyadas, en las construcciones corrientes (ver el artículo 2.1.1.).

En losas con sección transversal llena y con un ancho $b \leq 1,20$ m puede pres-
cindirse también de la armadura transversal inferior mínima.

Para empotramientos no contemplados en los cálculos se debe colocar sin em-
bargo, la armadura mínima en la dirección del empotramiento sobre el apoyo y
extenderla sobre un cuarto de la luz de la losa.

Tabla 42. Armadura mínima por metro

1	2	3	4	5
	Losas o vigas anchas ($b_0 > d_0$)	En puentes y obras similares	Vigas con $b_0 < d_0$ Almas de vigas placa	
	Para todos los elementos constructivos excepto puentes y obras similares		Para todos los elementos constructivos excepto puentes y obras similares	
1	0,5 μd	1,0 μd	—	—
Armadura en el plano superior e inferior (cada una de las 4 capas) véase también el artículo 26.6.7.2.				
2a	0,5 μd	1,0 μd	0,5 μb_0	1,0 μb_0
Armaduras longitudinales en vigas, en cada superficie lateral, en losas en cada borde apoyado o no apoyado.				
2b	—	—	—	1,0 μd_0
Armadura longitudinal superior e inferior.			Por unidad de longitud del perímetro de acuerdo con la línea 2a.	
3	1,0 μd	1,0 μd	—	—
Armadura vertical en cada borde de apoyado o no apoyado (véase artículo 18.9.1.).				
4	a) 1,0 μd (con pretensado dirección transversal). b) 2,0 μd (sin pretensado transversal)	2,0 μd	—	—
Armadura de corte en placas (suma de las capas), (por ejemplo, losa de cordones traccionados y comprimidos de vigas).				
5	2 μb_0 (sólo en vigas anchas, cuando 0_1 es mayor que los valores de la Tabla 47 renglón 5i).	—	2,0 μb_0	2,0 μb_0
Armadura de corte del alma de vigas (suma de las ramas).				

Los valores para μ se deben tomar de la Tabla 43.

b_0 Ancho del alma a la altura del baricentro de la sección transversal total; en el caso de losas huecas con agujeros aproximadamente circulares el espesor mínimo de alma.

Tabla 43. Valores básicos μ de la armadura mínima.

	1	2	3	4
	Clase de hormigón prevista	AL - 220	ADN - 420 ADM - 420	AM - 500
1	H - 21	0,13%	0,07%	0,06%
2	H - 30	0,17%	0,09%	0,08%
3	H - 38	0,19%	0,10%	0,09%
4	H - 47	0,21%	0,11%	0,10%

(3) En el caso de losas aligeradas con huecos aproximadamente circulares, se podrá referir la cuantía de armadura longitudinal a la sección neta de hormigón. La armadura transversal, en cambio se determinará en función de la sección total sin deducción de los agujeros. Las almas de estas losas deberán tener una armadura de corte de acuerdo con el artículo 26.6.7.5. Las losas aligeradas con huecos aproximadamente rectangulares, se tratarán como vigas de sección cajón.

(4) En el caso de losas de espesor variable se podrá determinar la armadura mínima en función del espesor promedio d_m .

26.6.7.3. Armadura de corte en las losas actuantes como cordones de viga (efecto de placa)

(1) Para la armadura de corte, (originada por el efecto de viga), de losas o placas que forman parte de los cordones comprimidos o traccionados, la armadura mínima se debe referir al espesor local de la losa.

(2) Para la armadura de corte de cordones, traccionados o comprimidos de vigas, es válida la Tabla 42, renglón 4.

26.6.7.4. Armadura longitudinal de almas de vigas

Para la armadura longitudinal de almas de vigas rige la Tabla 42, renglones 2a y 2b.

26.6.7.5. Armadura de corte en el alma de las vigas

Para la armadura de corte mínima en el alma de las vigas rige la Tabla 42, renglón 5.

26.6.7.6. Armadura longitudinal en la zona de los apoyos de estructuras continuas de puentes y estructuras similares

- (1) En la zona de los apoyos de estructuras hiperestáticas continuas (con excepción de losas macizas) se colocará una armadura longitudinal en el tercio inferior del alma y en las losas (placas) inferiores, si la tensión de compresión en el borde es menor que 1 MN/m^2 (10 kgf/cm^2). Esta armadura longitudinal se calculará como un porcentaje de la sección total del alma y de la placa inferior. El porcentaje de armadura puede interpolarse linealmente entre 0,2% y 0% para tensiones de compresión de borde comprendidas entre 0 y 1 MN/m^2 (10 kgf/cm^2), con aceros tipo III y IV.
- (2) La mitad de esta armadura podrá terminar como mínimo a una distancia $(d_0 + \ell_0)$ el resto a una distancia $(2 d_0 + \ell_0)$ del eje del apoyo, siendo d_0 la altura de la viga y ℓ_0 la medida básica de la longitud de anclaje según el artículo 18.5.2.1.

26.6.8. Limitación de la fisuración por temperatura y retracción

- (1) En los casos en que existe el peligro de que la temperatura producida por el calor de hidratación origine, en estructuras de gran espesor, tensiones por temperaturas elevadas y por lo tanto, un proceso de fisuración, se deberán prever medidas adecuadas para evitarlo, por ejemplo: agregados enfriados, protección contra una rápida disminución de la temperatura en las zonas superficiales, aplicación de un pretensado parcial, utilización de cementos de bajo calor de hidratación, etc.
- (2) También el hormigonado por etapas (por ejemplo: losas de fondo - alma - tablero, en un puente cajón) puede exigir la adopción de medidas para disminuir la fisuración por diferencias de temperatura o retracción.

26.7. BASES DEL CALCULO

26.7.1. Verificaciones exigidas

En estructuras pretensadas se exigen las siguientes verificaciones:

- a) Bajo cargas de servicio (ver el artículo 26.9.) no se deberán sobrepasar las tensiones admisibles de la Tabla 47.

Esta verificación se hará en la hipótesis de la proporcionalidad entre las tensiones y las deformaciones.

- b) El control de la limitación de la fisuración según el artículo 26.10.
- c) La verificación de la seguridad a rotura según el artículo 26.11.

- d) La verificación de las tensiones principales y de la seguridad al corte según el artículo 26.12.
- e) La verificación de la adherencia entre los elementos tensores y el hormigón según el artículo 26.13.
- f) La verificación de la cobertura del diagrama de tracciones como también la verificación de anclajes y acoplamientos de los elementos tensores según los artículos 26.14. y 26.15.9.

26.7.2. Módulo de elasticidad de los aceros

Para todas las verificaciones bajo cargas de servicio se podrá admitir el comportamiento elástico del acero. Para los aceros no tesos rige el Capítulo 17.

Para el acero de pretensado, salvo datos más exactos, se podrá admitir en general:

- Para alambres y barras

$$E = 2,05 \cdot 10^5 \text{ MN/m}^2 \quad (20,5 \cdot 10^5 \text{ kgf/cm}^2)$$

- Para cordones

$$E = 1,95 \cdot 10^5 \text{ MN/m}^2 \quad (19,5 \cdot 10^5 \text{ kgf/cm}^2)$$

Para la determinación del alargamiento de los elementos tensores debidos al tesado se usará el diagrama σ/ϵ , suministrado por el fabricante y correspondiente a la partida que se está utilizando.

26.7.3. Módulo de elasticidad longitudinal y transversal del hormigón

- (1) Para todas las verificaciones bajo cargas de servicio, como también para el cálculo de las sollicitaciones características por encima de las cargas de servicio se podrán usar los módulos de elasticidad E_b dados en la Tabla 44 y válidos para compresión y tracción.

Se deberá tener en cuenta que los agregados sedimentarios pueden conducir a módulos menores en casi 40% y las rocas magmáticas (basalto) pueden incrementarlo en casi 40%.

- (2) En los casos en que se deba tener en cuenta la dilatación transversal se podrá considerar el valor de $\mu = 0,2$.

- (3) Para el cálculo de las deformaciones del hormigón por sobre el estado correspondiente a las cargas de servicio, ver el artículo 16.3.

Tabla 44. Módulos de elasticidad longitudinal y transversal del hormigón
Valores indicativos

	1	2	3
	Resistencia característica σ'_{bk} MN/m ² *	E_b MN/m ² *	G_b MN/m ² *
1	21	30 000	13 000
2	30	34 000	14 000
3	38	37 000	15 000
4	47	39 000	16 000

26.7.4. Contribución del hormigón en la zona traccionada

En todos los cálculos bajo cargas de servicio puede considerarse en la verificación de las tensiones la contribución del hormigón en la zona traccionada. Para el control de la fisuración se deberá tener en cuenta el artículo 26.10.2.

26.7.5. Secciones completadas a posteriori

Si las secciones se completan a posteriori con hormigón in situ, se deberán efectuar las verificaciones exigidas en el artículo 26.7.1., tanto para la sección primitiva como para la sección completada a posteriori. Cuando corresponda se tendrán en cuenta en los cálculos los diferentes módulos de elasticidad, de resistencia, etc., de los hormigones de ambas secciones.

En la verificación a rotura de la sección completa se podrá admitir que ésta actúa para la totalidad de las cargas como si hubiera sido hormigonada en una sola pieza. Esto supone que la junta entre la sección primitiva y la parte complementaria ha sido ejecutada y armada para absorber la totalidad de los esfuerzos principales de tracción correspondientes a esta hipótesis de cálculo. Para la armadura de enlace ver el artículo 26.12.7.

26.7.6. Momentos de apoyo

Si en el cálculo se han supuesto apoyos sin restricción al giro, el diagrama de momentos deberá redondearse en forma parabólica sobre estos apoyos (ver el artículo 15.4.1.2.).

* 1 MN/m² \approx 10 kgf/cm²

26.8. PERDIDAS POR RELAJACION DEL ACERO, RETRACCION Y FLUENCIA LENTA DEL HORMIGON *

26.8.1. Definiciones y campo de validez

- (1) Por fluencia lenta (creep) se entiende el incremento de la deformación en función del tiempo a tensión constante.

Por relajación se entiende la disminución de la tensión en función del tiempo bajo una deformación impuesta de magnitud constante.

- (2) Por retracción se entiende el acortamiento del hormigón descargado a medida que pierde humedad, admitiéndose al efecto, que el proceso no es influido por las tensiones actuantes sobre el hormigón.
- (3) Las disposiciones que siguen rigen para condiciones y sollicitaciones usuales. Para casos excepcionales (por ejemplo: temperaturas elevadas, aún en el caso de corta duración), se deberán considerar influencias adicionales. Para el cálculo de las pérdidas de tensión por la retracción, la relajación y la fluencia lenta del hormigón ver el anexo a este artículo.

26.8.2. Acero para pretensado

Se deberán tener en cuenta las pérdidas por relajación del acero. El valor correspondiente al acero y a la tensión empleada deberá ser suministrado por el fabricante. (Ver el anexo a este artículo).

26.8.3. Fluencia lenta del hormigón

- (1) La fluencia lenta del hormigón depende principalmente de las condiciones higrométricas del ambiente, de las dimensiones de la pieza y de la composición del hormigón. Depende también del grado de endurecimiento del hormigón a la edad en que se aplican las cargas y de la magnitud y duración de las mismas.
- (2) La deformación específica a tensión constante originada por la fluencia lenta puede expresarse como:

$$\epsilon_k = \frac{\sigma_0}{E_b} \cdot \varphi_t \quad (58)$$

φ_t es el factor de fluencia, que contempla el incremento de la deformación producida por la fluencia lenta.

En el caso de tensión variable es válido el artículo 26.8.7.2.. Para E_b el artículo 26.7.3.

- (3) Como en general se deben tener en cuenta los efectos de la fluencia lenta pa

* Para el cálculo de las pérdidas por fricción ver el anexo a este artículo.

ra $t = \infty$, se pueden simplificar los cálculos, utilizando el valor de fluencia lenta final ϕ_{∞} de acuerdo con la Tabla 45.

- (4) Si es necesaria una verificación más exacta, o si se debe determinar la deformación producida por la fluencia lenta para un tiempo distinto de $t = \infty$, puede determinarse ϕ_t en base a la fluencia propiamente dicha y al acortamiento elástico diferido.

$$\phi_t = \phi_{f_0} (k_{f,t} - k_{f,t_0}) + 0,4 k_{v,(t - t_0)} \quad (59)$$

siendo:

ϕ_{f_0} el coeficiente de fluencia básico, según la Tabla 46, columna 3;

k_f el coeficiente según la figura 59, que contempla la variación de la fluencia lenta en el tiempo, en función del espesor ficticio del elemento estructural d_{ef} (según el artículo 26.8.5.), del tipo de cemento y de la edad del hormigón;

t la edad efectiva del hormigón para el tiempo buscado, según el artículo 26.8.6.;

t_0 la edad efectiva del hormigón al aplicar la tensión, según el artículo 26.8.6.;

k_v el coeficiente según la figura 60 que contempla la variación del acortamiento elástico diferido en función del tiempo.

- (5) Cuando el proceso de fluencia lenta que se estudia se extiende a más de 3 meses puede colocarse simplificadaamente

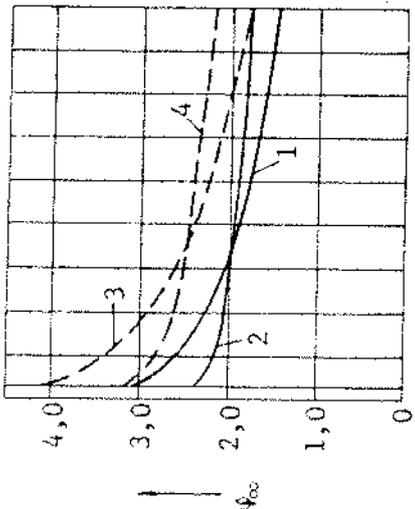
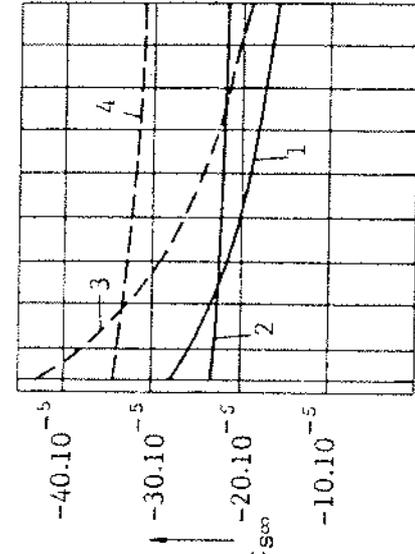
$$k_{v,(t - t_0)} = 1$$

26.8.4. Retracción

- (1) Depende de las condiciones higrométricas del ambiente, de las dimensiones de la pieza y de la composición del hormigón.
- (2) Si se debe considerar la influencia de la retracción desde cuando se hace efectiva hasta el tiempo $t = \infty$, puede calcularse con el valor final $\epsilon_{s\infty}$ según la Tabla 45.
- (3) Si se debe considerar la influencia de la retracción al tiempo $t \neq \infty$ el valor de la retracción para el tiempo t se podrá determinar con la ecuación (60).

$$\epsilon_{s,t} = \epsilon_{s_0} \left[k_{s,t} - k_{s,t_0} \right] \quad (60)$$

Tabla 45. Coeficiente de fluencia lenta final y retracción final, en función de la edad efectiva del hormigón y del espesor medio del elemento estructural.

Valores guía		Retracción final $\epsilon_{s\infty}$	
Corva	Ambiente	Esesor medio $d_m = 2 \frac{A}{u}$	Coeficiente de fluencia lenta final ϕ_{∞}
1	húmedo, al aire libre (humedad relativa del aire $\approx 70\%$)	pequeño ($\leq 10\text{cm}$)	 <p>Edad t_0 del hormigón al aplicar la carga, en días</p>
2		grande ($\geq 80\text{cm}$)	
3	seco, en ambientes interiores (humedad relativa del aire $\approx 50\%$)	pequeño ($\leq 10\text{cm}$)	 <p>Edad t_0 del hormigón según artículo 26.8.4., en días</p>
4		grande ($\geq 80\text{cm}$)	

Condiciones de utilización:

Los valores de la Tabla 48 son válidos para hormigón de consistencia A_2 . Para consistencias A_1 y A_3 se deben reducir o elevar respectivamente los valores en un 25%. Si se utilizan fluidificantes puede utilizarse la consistencia inicial.

La Tabla es válida para hormigón que endurece bajo temperatura normal, preparado con cementos de resistencia a compresión de 30 MN/m^2 (300 kgf/cm^2) y 40 MN/m^2 (400 kgf/cm^2). La influencia sobre la fluencia lenta de cementos de endurecimiento más lento o de endurecimiento más rápido puede contemplarse tomando para la edad del hormigón al aplicar la carga, los valores de esta Tabla multiplicados por 0,5 o por 1,5, respectivamente.

1) A = área de la sección transversal de hormigón.

u = perímetro del elemento estructural expuesto a la atmósfera.

siendo:

- ϵ_{s_0} el valor básico de la retracción, según la Tabla 46, columna 4;
- k_s el coeficiente que contempla la variación en el tiempo de la retracción, según la figura 61;
- t la edad efectiva del hormigón al tiempo "t" estudiada, según el artículo 26.8.6.;
- t_0 la edad efectiva del hormigón según el artículo 26.8.6. en el momento a partir del cual se debe considerar la influencia de la retracción.

Tabla 46. Coeficiente básico de fluencia lenta y retracción básica en función del ambiente. Valores guía

	1	2	3	4	5
	Ambiente	Humedad relativa media del aire en % (aproximado)	Coeficiente de fluencia lenta básico φf_0	Retracción básica ϵ_{s_0}	Coeficiente k_{ef} según el artículo 26.8.5.
1	En agua		0,8	$+ 10 \cdot 10^{-5}$	30
2	En aire muy húmedo (por ejemplo, directamente sobre el agua)	90	1,3	$- 13 \cdot 10^{-5}$	5,0
3	En general al aire libre	70	2,0	$- 32 \cdot 10^{-5}$	1,5
4	En aire seco (por ejemplo, en ambientes interiores secos)	50	2,7	$- 46 \cdot 10^{-5}$	1,0

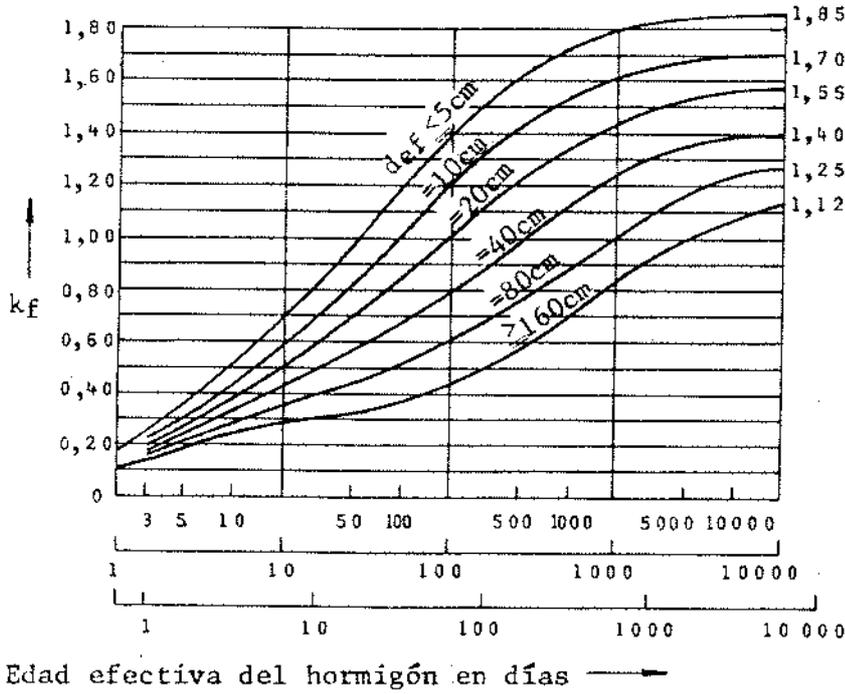
Para las condiciones de utilización ver la Tabla 45.

26.8.5. Espesor ficticio del elemento constructivo

Para la determinación del espesor ficticio rige la siguiente expresión:

$$d_{ef} = k_{ef} \cdot \frac{2Ab}{u} \quad (61)$$

Valores de cálculo finales



Cementos de resistencia a compresión de:
 30 MN/m² (300 kgf/cm²)
 40 MN/m² (400 kgf/cm²)
 50 MN/m² (500 kgf/cm²)

Figura 59. Coeficiente k_f

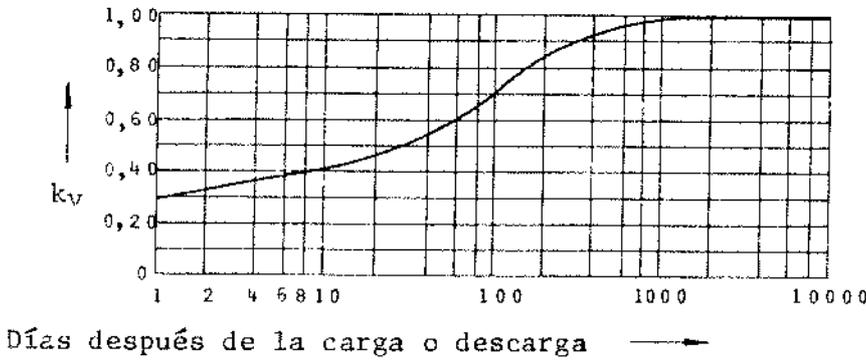


Figura 60. Desarrollo de la deformación elástica diferida.

Valores de cálculo finales

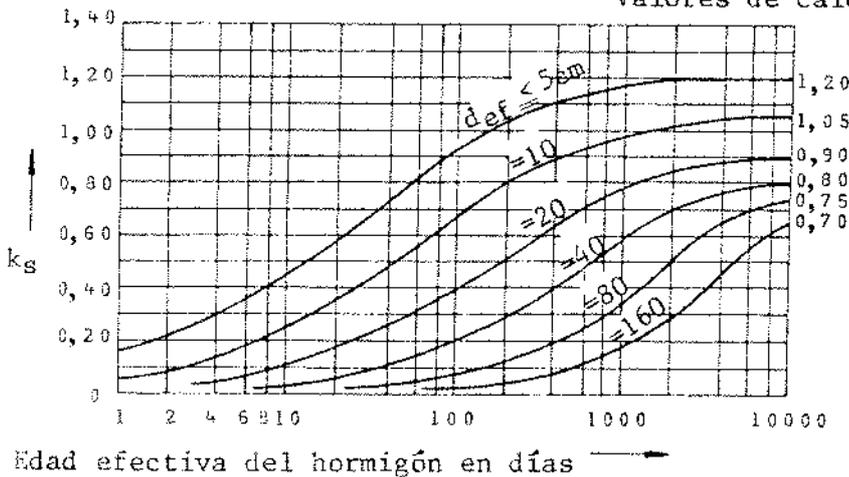


Figura 61. Coeficiente k_s .

siendo:

k_{ef} el coeficiente según la Tabla 46, columna 5, que contempla la influencia de la humedad sobre el espesor ficticio;

A_b el área de la sección total de hormigón;

u el perímetro de la sección expuesto al desecamiento (en vigas cajón se debe tener en cuenta, en general, para el perímetro interior sólo la mitad del mismo).

26.8.6. Edad efectiva del hormigón

Cuando el hormigón endurece a temperatura normal, la edad efectiva del hormigón coincide con la edad real del mismo. Cuando existen variaciones de temperatura, se usa en lugar de la edad real, la edad efectiva del hormigón, determinada por la ecuación:

$$t = \sum_i \frac{T_i + 10^\circ\text{C}}{30^\circ\text{C}} \cdot \Delta t_i \quad (62)$$

siendo:

t la edad efectiva del hormigón;

T_i la temperatura diaria media del hormigón, expresada en $^\circ\text{C}$;

Δt_i el número de días con temperatura media diaria T_i del hormigón.

Para determinar t_0 se debe proceder análogamente.

26.8.7. Consideración de los efectos debidos a la fluencia lenta y a la retracción del hormigón

26.8.7.1. Generalidades

- (1) Se deberá tener en cuenta la influencia de la fluencia lenta y de la retracción, si las solicitaciones o tensiones son modificadas desfavorablemente.
- (2) En la estimación de las deformaciones previsibles se tendrán presente siempre los efectos causados por la fluencia lenta y por la retracción.
- (3) Se deberá efectuar la verificación numérica para todas las solicitaciones permanentes.

Si una parte considerable de la sobrecarga actúa permanentemente, también se considerará como carga permanente el valor promedio de la sobrecarga actuante en tal forma.

- (4) En el cálculo de los efectos de la retracción puede suponerse para la misma una evolución aproximadamente afín en el tiempo a la de la fluencia lenta.

26.8.7.2. Modificación de las cargas

Para cambios discontinuos de las tensiones que actúan permanentemente, vale el principio de superposición. Si las tensiones varían lentamente, por ejemplo bajo la fluencia lenta y la retracción, se podrá usar simplificadaamente como tensión causante de la fluencia lenta, el promedio de los valores iniciales y finales, siempre que el valor final no difiera en más del 30% del valor inicial.

26.8.7.3. Particularidades en elementos premoldeados

- (1) Para elementos premoldeados pretensados en banco de tesado se admitirá en general (y desfavorablemente), para la determinación de las pérdidas de tensión en el acero pretensado, originadas por fluencia lenta, que los elementos estarán almacenados seis meses sin carga. Se permite apartarse de esto, si existe la seguridad de su empleo y de la aplicación de la carga permanente a una fecha anterior a esa edad.
- (2) En estructuras premoldeadas, posteriormente completadas con hormigón in situ, se deberá considerar en general la redistribución de tensiones originadas por el comportamiento diferente por fluencia lenta y retracción del hormigón in situ y del premoldeado. Puede prescindirse de esto en viguetas para entrepisos con luz ≤ 7 m y con sobrecarga útil $\leq 3,5$ kN/m² (350 kgf/m²).
- (3) Si se modifican considerablemente las condiciones climáticas después de un tiempo " t_i " de la puesta en servicio, éstas deben ser consideradas en el cálculo de la fluencia lenta y de la retracción, modificando los coeficientes básicos de fluencia lenta ϕ_{f0} , y los correspondientes valores del coeficiente de retracción ϵ_{s0} , en función de las condiciones correspondientes a cada lapso.

26.9. CARGAS DE SERVICIO, UBICACION MAS DESFAVORABLE DE LAS CARGAS, CASO DE CARGAS ESPECIALES EN ELEMENTOS PREMOLDEADOS

26.9.1. Generalidades

Se entiende por cargas de servicio a todos los estados de carga a los que está expuesta la estructura durante su construcción y su vida útil. Se exceptúa el estado de carga de transporte en elementos premoldeados, según el artículo 26.9.4.

26.9.2. Estados de carga

26.9.2.1. Pretensado

Este estado de carga comprende los esfuerzos y las tensiones originadas por el pretensado inicial.

26.9.2.2. Cargas permanentes

Si la carga permanente se aplica por etapas, se deberá considerar cada etapa como un estado de carga separado.

26.9.2.3. Sobrecarga, viento y nieve

También estos estados deberán subdividirse según las circunstancias, especialmente si las cargas se aplican parcialmente antes y después de haberse producido las pérdidas plásticas (fluencia lenta y retracción).

26.9.2.4. Relajación, fluencia lenta y retracción

En este estado de carga se reúnen todos los esfuerzos y tensiones debidos a la relajación del acero, a la fluencia lenta y a la retracción.

26.9.2.5. Influencias térmicas

- (1) Cuando sea necesario, se deben verificar las tensiones originadas por variación de temperatura así como por diferencias de temperatura entre las partes de la sección.
- (2) En puentes y en estructuras similares se debe considerar como diferencia de temperatura, un calentamiento del lado superior con respecto al lado inferior de 5°C , con la hipótesis de una variación lineal a lo largo de la altura de la sección y, para el estado de construcción, una diferencia de $2,5^{\circ}\text{C}$. Estos valores son mínimos y deben adaptarse a las condiciones locales.

26.9.2.6. Influencias por descensos de apoyos

En puentes y en estructuras similares se deben considerar las sollicitaciones de coacción originadas por posibles descensos de la fundación.

26.9.3. Combinaciones de estados de carga

En la determinación de las sollicitaciones más desfavorables se deberán considerar en general los siguientes estados:

- a) Estado de carga inmediatamente después de la aplicación del esfuerzo de pretensado.
- b) Estado de carga con la sobrecarga en ubicación más desfavorable y pro

ducidas parcialmente las pérdidas por relajación, fluencia lenta y retracción.

- c) Estado de carga con la sobrecarga en la ubicación más desfavorable, una vez producida la totalidad de las pérdidas plásticas (fluencia lenta y retracción).

26.9.4. Estados de carga particulares para elementos premoldeados pretensados

- (1) Adicionalmente a lo indicado en los artículos 19.2., 19.5.1. y 19.5.2., se tendrá en cuenta lo indicado en los siguientes puntos:
- (2) Para las solicitaciones más desfavorables que pueden aparecer durante el transporte de los elementos premoldeados y antes de su ubicación definitiva, se podrá prescindir de la verificación de las tensiones de compresión por flexión en la zona comprimida, y de las tensiones principales, bajo cargas de servicio. Las tensiones de tracción en la zona traccionada deben ser cubiertas por armadura. Estas verificaciones se deben realizar siguiendo los lineamientos de los artículos 26.10.2.1. y 26.10.2.2., respectivamente. En este caso, el diámetro de la barra d_s , puede sobrepasar los valores dados por la ecuación (63).
- (3) Para la verificación de la seguridad a rotura en el estado de carga transporte según los artículos 26.11., 26.12.3. y 26.12.4., se podrá usar el coeficiente de seguridad $\gamma = 1,3$ en vez de $\gamma = 1,75$, (ver también el artículo 19.2.).
- (4) Para vigas esbeltas (pequeño espesor de alma) sin alas o con alas pequeñas, se cuidará la estabilidad lateral.

26.10. LIMITACION DE LA FISURACION EN ELEMENTOS PRETENSADOS

26.10.1. Casos en que se permiten tensiones de tracción

26.10.1.1. Con pretensado total

- (1) En general no se permiten, bajo cargas de servicio, tensiones de tracción (originadas por esfuerzo axial y momento flexor), en estructuras con pretensado total.
- (2) Se exceptúan los siguientes casos:
 - a) En estados constructivos, por ejemplo inmediatamente después de la aplicación del esfuerzo de pretensado y antes de actuar la totalidad de las cargas permanentes (ver la Tabla 47, renglón 15 a 17 y 33 a 35).
 - b) En puentes y en estructuras similares bajo cargas principales y secun

darias (ver la Tabla 47, renglones 30 a 32 y el anexo a este artículo). Para otras estructuras bajo cargas con poca probabilidad de acumulación, ver la Tabla 47, renglones 12 a 14.

c) Para ubicaciones de carga poco probables ver la Tabla 47, renglones 12 a 14 y renglones 30 a 32. Ubicaciones de carga poco probables son por ejemplo, la acción simultánea de varias grúas o cargas de grúas en la ubicación más desfavorable, o la consideración del aporte de líneas de influencia de igual signo separadas entre sí por zonas de signo contrario.

(3) Tensiones de tracción de igual sentido originadas por acciones portantes distintas (por ejemplo, una misma sección actuando simultáneamente como cordón de viga y localmente como losa) deben superponerse sin que las tensiones sobrepasen los valores de la Tabla 47, renglones 12 a 14 y 30 a 32. En el caso de combinaciones de carga que incluyen posibles descensos de las fundaciones se podrá prescindir de la verificación de las tensiones de tracción.

26.10.1.2. Con pretensado limitado

- (1) Bajo las cargas de servicio son admisibles las tensiones de tracción debidas a esfuerzo axial y momento flexor indicadas en la Tabla 47, renglones 18 a 26 y en los renglones 36 a 44, si se trata de puentes o estructuras similares.
- (2) Para estructuras a la intemperie o expuestas a acciones agresivas según la Tabla 15, renglón 4, del Capítulo 13, no podrán existir tensiones de tracción bajo el estado de carga: pretensado + cargas permanentes + sobrecarga de larga duración (en el caso de puentes la mitad de la sobrecarga) + relajación, fluencia lenta y retracción.

En el estado de carga anterior se reemplazará la sobrecarga por probables descensos de fundaciones, si este estado de carga resultara más desfavorable.

- (3) Se deberá tener en cuenta la superposición de las tensiones de tracción originadas por efectos portantes distintos (por ejemplo una misma sección actuando simultáneamente como cordón de viga y localmente como losa). En este caso no se deben sobrepasar los valores de la Tabla 47, renglones 21 a 23 y 39 a 41.

26.10.2. Verificación para la limitación de las aberturas de las fisuras

26.10.2.1. Zona traccionada precomprimida

- (1) En la verificación para la limitación del ancho de fisura en la zona traccionada precomprimida, se determinarán las tensiones en el acero en estado II,

considerando que las secciones planas permanecen planas después de la deformación. Las solicitaciones que se deben tener en cuenta son:

- a) Solicitaciones debidas al pretensado, a la fluencia lenta, a la retracción y a la relajación.
- b) 1,35 veces las solicitaciones originadas por las cargas exteriores según los artículos 26.9.2.2. y 26.9.2.3. (en la combinación más desfavorable).
- c) 1,0 veces la acción térmica según el artículo 26.9.2.5. y las solicitaciones por posibles asentamientos de la fundación, según el artículo 26.9.2.6.

Para esta verificación puede incluirse junto con el acero no teso la sección del acero de pretensado con adherencia.

Para las combinaciones de carga que incluyen los posibles asentamientos de la fundación no son necesarias las verificaciones referentes a la limitación de las aberturas de fisura.

- (2) Las tensiones del acero no teso no pueden exceder para esta verificación los valores dados en la Tabla 47, renglones 70 y 71 y las del acero para pretensado no pueden sobrepasar el valor de fluencia del mismo, ni tener un incremento mayor que el valor β_s del acero no teso utilizado. En forma aproximada se puede obtener también la tensión del acero a partir del esfuerzo de tracción del hormigón calculado en estado I.
- (3) La armadura no tesa para la limitación de las aberturas de fisura debe ser de acero nervurado y/o perfilado o eventualmente estar formada por acero de pretensado con adherencia directa. La influencia de los elementos tensores con adherencia a posteriori, puede ser tenida en cuenta con la ecuación (64).
- (4) El diámetro " d_s " de la barra de la armadura en la zona traccionada precomprimida no debe sobrepasar los valores dados por la ecuación (63) (ver también el artículo 17.6.2.).

$$d_s \leq 4 r \frac{\mu_z}{\sigma_s^2} \cdot 10^4 \quad (63)$$

siendo:

d_s el máximo diámetro de la armadura longitudinal, expresado en mm;

r el coeficiente para caracterizar la adherencia del acero;

- para acero nervurado y aceros para pretensado nervurado con adhe-

- rencia directa r = 65
 - para acero perfilado y acero perfilado para pretensado y para
 cordones con adherencia directa r = 50
 - para acero liso de pretensado con adherencia directa
r = 35

μ_z la cuantía de armadura: $A_s + A_v$ en porcentaje, referida a la sección traccionada A_{bz} ;

A_s el área de la sección de la armadura no tesa, en la zona traccionada A_{bz} , expresado en cm^2 ;

A_v el área de la sección de los elementos tensores con adherencia directa en la zona traccionada A_{bz} , expresado en cm^2 ;

A_{bz} el área de la sección traccionada, que resulta bajo las sollicitaciones debidas al estado de carga supuesta para el cálculo de la tensión en el acero. En secciones altas se calculará con una altura de la zona traccionada no mayor de 80 cm.

σ_s la tensión, en MN/m^2 , del acero no teso, o el incremento de tensión en el acero pretensado, calculado según los puntos (1) ó (2) de este artículo.

- (5) En el entorno de un cuadrado de 30 cm de lado en cuyo baricentro está un elemento tensor con adherencia a posteriori, puede reducirse la armadura de acero calculada según los puntos (1) y (2) en la cantidad

$$\Delta A_s = u_v \cdot \zeta \cdot d_s / 4 \quad (64)$$

siendo:

u_v el perímetro del elemento tensor en la vaina;

si se trata de una barra individual $u_v = \pi d_v$, en cambio, si el elemento tensor está formado por un haz de alambres, o si se trata de un cordón, $u_v = 1,6 \pi \sqrt{A_v}$;

ζ el coeficiente que caracteriza la adherencia del acero de pretensado en la mezcla de inyección, con respecto a la adherencia del acero nervurado en el hormigón:

- en elementos tensores de barras lisas $\zeta = 0,2$
- en elementos tensores de alambres perfilados
o de cordones $\zeta = 0,4$
- en elementos tensores de acero nervurado $\zeta = 0,6$

- (6) Si la sección A_{bz} está solicitada casi céntricamente a tracción, se deberá

realizar la verificación según la ecuación (63), separadamente para cada cordón de la armadura. En lugar de μz deberá colocarse la sección de acero del cordón considerado, referido a la sección total.

26.10.2.2. Zona comprimida

Se deberá verificar que la resultante de tracción originada por las solicita ciones según el artículo 26.9.3. esté cubierta por armadura. Las tensiones en el acero, o el incremento de tensión en el acero de pretensado no deben superar los valores de la Tabla 47, renglones 68 y 69.

26.10.3. Juntas de trabajo aproximadamente normales a la dirección portante

- (1) Se tratará de evitar en lo posible las juntas de trabajo aproximadamente normales a la dirección portante en las zonas con tensiones de tracción.

Se deberá verificar, tanto para pretensado limitado como para pretensado total que las máximas tensiones de tracción en la junta de trabajo, debidas a esfuerzo axial y momento flexor, no superen la mitad de los valores indicados en los artículos 26.10.1.1. ó 26.10.1.2. Además no deberá haber tensiones de tracción en la junta de trabajo bajo el estado de carga: pretensado + car ga permanente + relajación, fluencia lenta y retracción.

- (2) Si no se verifica que los esfuerzos de tracción debidos a la retracción y al calor de hidratación del hormigón en el sector agregado pueden ser absorbidos por la armadura, se deberá aumentar en este sector, en una longitud igual a $d_0 \leq 1,0$ m, la armadura paralela a la junta de trabajo al doble de la armadura mínima indicada en el artículo 26.6.7., con excepción del artículo 26.6.7.6.

Estos valores rigen también como sección mínima para la capa superior e infe rior de la armadura pasante de la junta, que debe extenderse a ambos lados de la junta en una longitud igual a $(d_0 + \ell_0) \leq 4,0$ m, siendo d_0 el espesor de la viga o de la losa y ℓ_0 la longitud básica de anclaje según el artículo 18.5.2.1.

26.10.4. Juntas de trabajo con acoplamiento de los elementos tensores

- (1) Si en una junta de trabajo se ancla provisoriamente más del 20% de la armadura de pretensado existente en la sección transversal, mediante acoplamientos de los elementos tensores o de otro modo, complementariamente a lo especificado en los artículos 26.10.3., 26.14.y 26.15.9., rige lo siguiente:

La armadura que cruza la junta debe ser de acero nervurado y las distancias

- entre las barras no deberían ser mayores que 15 cm.
- (2) Si no se tiene en cuenta la distribución no lineal de las tensiones debidas a la introducción del pretensado y si en la junta no se tienen tensiones de compresión en el borde considerado, bajo la combinación más desfavorable de cargas (según el artículo 26.9. incluyendo el estado constructivo), la armadura longitudinal que atraviesa la junta debe tener las siguientes secciones mínimas:
- a) Para la zona del borde inferior de la sección transversal cuando no existe una placa de refuerzo:
0,2% de la superficie de la sección transversal del alma o de la losa (se calculará con el espesor total de la sección transversal y en el caso de losas aligeradas con huecos aproximadamente circulares, puede adoptarse la sección neta de hormigón). Por lo menos la mitad de esta armadura debe estar junto al borde inferior; el resto puede distribuirse en el tercio inferior del espesor de la sección transversal.
 - b) Para la zona del borde de la sección transversal inferior o superior, cuando existe allí una placa de refuerzo (la regla que a continuación se enuncia es válida también para losas aligeradas con agujeros aproximadamente cuadrados):
0,8% de la superficie de la sección transversal de la placa inferior o 0,4% de la placa superior, incluida la zona de entrecruzamiento con el alma (que se debe determinar con el espesor medio de la placa). En placas gruesas es admisible adoptar un espesor de placa de no más de 0,40 m. La armadura debe estar distribuida uniformemente sobre el ancho de la placa y de la zona de penetración (o entrecruzamiento).
- (3) Los valores precedentes indicados para armadura longitudinal mínima podrán ser reducidos al doble de los valores indicados en la Tabla 42 cuando la tensión de compresión en el borde considerado sea como mínimo 2 MN/m^2 (20 kgf/cm^2). Para las tensiones de compresión de borde mínimas comprendidas entre 0 y 2 MN/m^2 (20 kgf/cm^2), los valores de la sección de armadura longitudinal mínimos pueden ser interpolados linealmente entre los valores determinantes correspondientes. Las armaduras adicionales pueden escalonarse como se indica en la figura 62.
- (4) Si se tiene en cuenta en el dimensionamiento de la armadura la distribución no lineal de tensiones debida a la introducción del pretensado, se deberá co

locar la armadura calculada en estas condiciones, y además adicionalmente una armadura igual al doble de la que indica la Tabla 42.

No es necesaria una consideración de la distribución no lineal en la verificación de las tensiones admisibles en el hormigón.

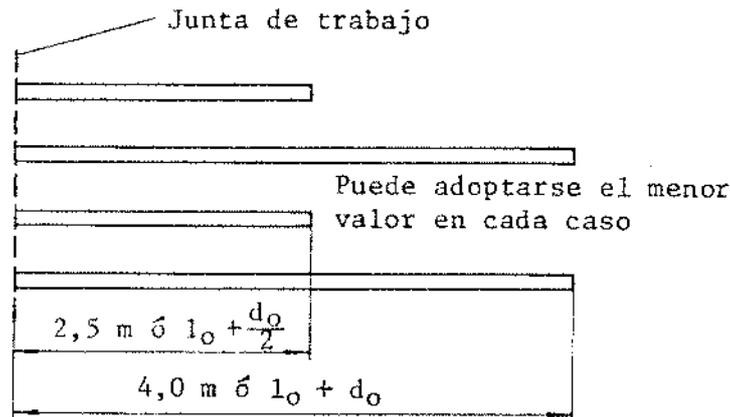


Figura 62. Escalonamiento de la armadura adicional.

26.11. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD A ROTURA PARA FLEXION SIMPLE, FLEXION COMPUESTA Y ESFUERZO AXIL

26.11.1. Carga de rotura de cálculo y factores de seguridad

- (1) Se adoptará como carga última de cálculo en estructuras isostáticas la suma de las cargas permanentes y de las sobrecargas ubicadas en la posición más desfavorable, ambas mayoradas en 1,75 (ver los artículos 26.9.2.2. y 26.9.2.3.).

En estructuras hiperestáticas se agregará adicionalmente (si resultan desfavorables) y sin mayorar ($\gamma = 1$) las solicitaciones por coacción debidas a retracción, temperatura y posibles asentamientos de las fundaciones, como también las solicitaciones sin mayorar originadas por las reacciones hiperestáticas debidas al pretensado (teniendo en cuenta la relajación, la fluencia lenta y la retracción). En las solicitaciones por coacción originadas por el descenso de fundaciones, se puede tener en cuenta la influencia de la fluencia lenta. Las solicitaciones debidas a los distintos estados de carga se determinarán, en general, del mismo modo que bajo las cargas de servicio y se multiplicarán por los coeficientes de seguridad o de mayoración indicados. (Ver el anexo a este artículo).

- (2) La seguridad se considera adecuada, cuando las solicitaciones que la sección puede absorber en el estado último, son por lo menos iguales a las solicitaciones de servicio, indicadas en el punto (1), multiplicadas por los coeficientes de seguridad respectivos.
- (3) En el caso de solicitaciones que se superponen, originadas por varios efectos portantes distintos (efecto de viga principal y efecto local de losa en la zona traccionada), sólo será necesario considerar el estado de deformación (alargamiento específico) correspondiente a un efecto portante por vez.
- (4) También se podrán determinar las solicitaciones características bajo cargas últimas teniendo en cuenta las rigideces correspondientes al estado II. A los efectos se tomarán para el acero no teso y para el acero de pretensado los módulos de elasticidad de acuerdo con el artículo 26.7.2. y para el hormigón comprimido el módulo de elasticidad según el artículo 26.7.3. Como coeficiente de seguridad para el pretensado se adoptará $\gamma = 1,0$ (teniendo en cuenta la relajación, la fluencia lenta y la retracción), para coacción $\gamma = 1,0$ y para todos los demás estados de carga $\gamma = 1,75$. Si se hace uso de esto, se deberá verificar adicionalmente la armadura de corte bajo cargas de servicio (ver el artículo 26.12.4.).

26.11.2. Bases de cálculo

26.11.2.1. Generalidades

Las indicaciones que siguen rigen para estructuras en las que se pueda admitir que los alargamientos específicos de las distintas fibras son proporcionales a su distancia al eje neutro. No se podrá considerar la colaboración del hormigón a tracción.

26.11.2.2. Diagrama tensión-deformación del acero

- (1) Para el acero de pretensado será el diagrama garantizado por el fabricante, con la limitación de que para el cálculo no se admitirán incrementos de tensión por sobre el límite de fluencia β_S o $\beta_{0,2}$, según corresponda.
- (2) Para los aceros no tesos rigen los diagramas de la figura 63.
- (3) Para el acero no teso comprimido se sustituirá β_S o $\beta_{0,2}$ por el valor de cálculo:

$$\frac{1,75}{2,1} \cdot \beta_S = 0,83 \beta_S \quad (\text{o } 0,83 \beta_{0,2})$$

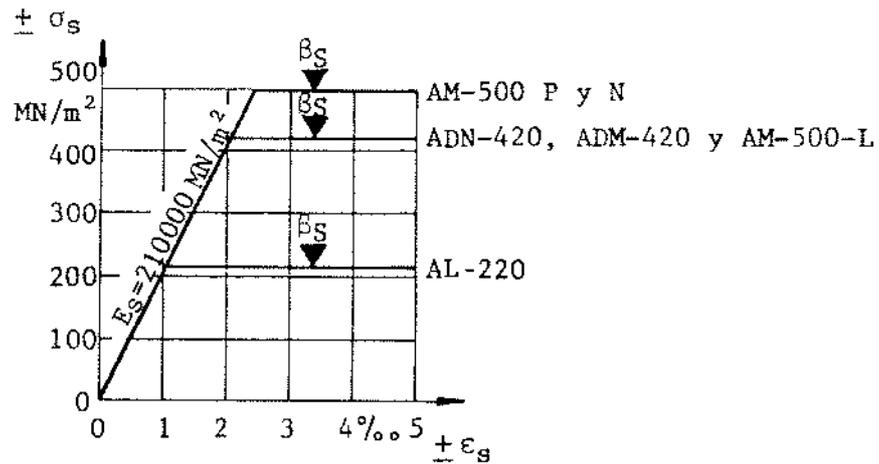


Figura 63. Valores de cálculo para las curvas tensión-deformación de los aceros no tesos

26.11.2.3. Diagrama tensión-deformación del hormigón

- (1) Para la determinación de la resultante de compresión en el hormigón rige el diagrama de tensión-deformación de la figura 64.

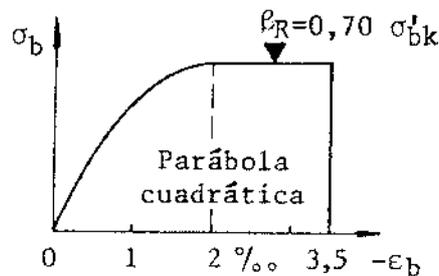


Figura 64. Valores de cálculo para la curva tensión-deformación del hormigón.

- (2) Como simplificación puede emplearse también el diagrama de la figura 65.

26.11.2.4. Estados límites de deformación (planos límites)

- (1) La figura 66 muestra los estados límites de deformación posibles correspondientes a las sollicitaciones del estado último.

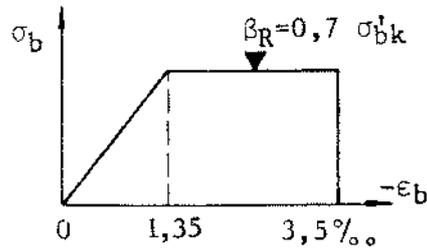


Figura 65. Valores de cálculo simplificados para el diagrama tensión-deformación del hormigón.

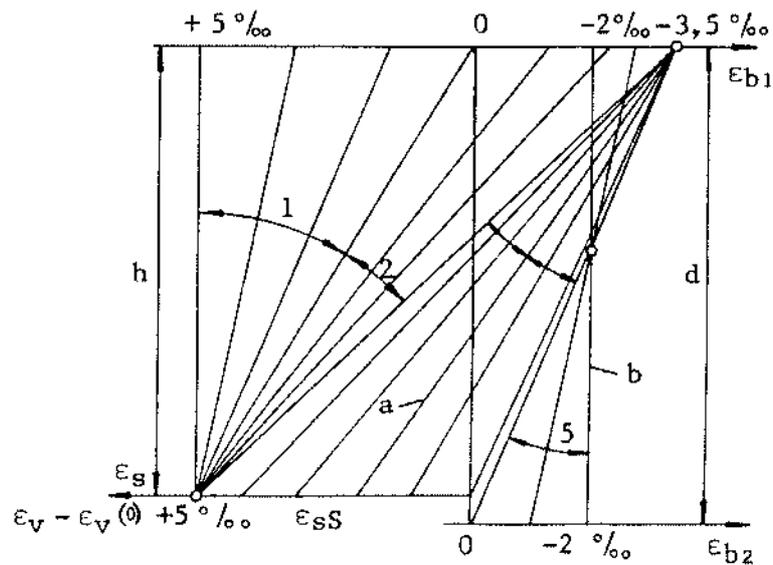


Figura 66. Diagrama de deformación correspondiente a los estados límites o de agotamiento, análogos a los de la figura 9.

- (2) En la verificación de la seguridad a rotura la máxima deformación específica ϵ_s ó $(\epsilon_V - \epsilon_V^{(0)})$ no podrá superar el 5% en la capa de armadura más alejada incluida en la verificación.

En una misma sección pueden incluirse en el cálculo, aceros de diversas características (por ejemplo, para pretensado y acero no teso) de acuerdo con sus respectivos diagramas tensión-deformación.

- (3) Sólo se podrá admitir una distribución lineal de deformaciones en la sección, cuando la adherencia entre el hormigón y el acero esté asegurada de acuerdo con el artículo 26.13.

El prealargamiento del acero pretensado resulta como diferencia entre el alargamiento específico del acero pretensado y del hormigón circundante bajo cargas de servicio y deducidas las pérdidas por relajación, fluencia lenta y retracción. En casos especiales, por ejemplo elementos pretensados comprimidos, puede ser determinante la tensión antes de producirse las pérdidas por relajación, fluencia lenta y retracción.

26.11.3. Verificación para los estados de carga anteriores a la inyección

- (1) Será necesaria una verificación cuando las sollicitaciones que se presentan antes de la inyección excedan en un 70% los valores totales posteriores.
- (2) En el caso de pretensado sin adherencia los elementos tensores pueden alargarse libremente en toda su extensión. Por lo tanto, su comportamiento bajo cargas últimas depende de la deformación de la estructura en conjunto.

Si no se efectúa una verificación más exacta, se podrá admitir:

- en el caso de vigas sobre dos apoyos, con carga aproximadamente uniforme, que la tensión que adquieren los elementos tensores bajo las cargas de rotura es:

$$\sigma_{vu} = \sigma_v^{(o)} + 110 \text{ MN/m}^2 \text{ (1 100 kgf/cm}^2\text{)} \leq \beta_{sv} \quad (65 \text{ a})$$

- en el caso de vigas en voladizo, independientemente del diagrama de cargas, cuando los elementos tensores están en el tramo contiguo ligados por adherencia, por lo menos a partir del punto de momento nulo:

$$\sigma_{vu} = \sigma_v^{(o)} + 50 \text{ MN/m}^2 \text{ (500 kgf/cm}^2\text{)} \leq \beta_{sv} \quad (65 \text{ b})$$

- en el caso de vigas continuas:

$$\sigma_{vu} = \sigma_v^{(o)} \quad (65 \text{ c})$$

siendo:

$\sigma_v^{(o)}$ la tensión en el acero de los elementos tensores bajo las cargas de servicio una vez producidas las pérdidas por relajación, fluencia lenta y retracción;

β_{Sv} el límite de fluencia β_S ó $\beta_{0,2}$, según corresponda.

- (3) Se puede tener en cuenta la armadura no tesa.

26.12. TENSIONES PRINCIPALES Y VERIFICACION DE LOS ESFUERZOS DE CORTE *

26.12.1. Generalidades

- (1) Se harán las verificaciones de tensiones bajo cargas de servicio de acuerdo con el artículo 26.12.2. y para las cargas de rotura según el artículo 26.12.3. Siempre que a continuación no se indique lo contrario, no será necesario tener en cuenta las tensiones por flexión transversal simultáneas, (por acción de losas de alguna parte de la sección transversal), (la limitación de tensiones por flexión transversal bajo las cargas de servicio está indicada en el artículo 26.15.6.).
- (2) Se deberá comprobar que las tensiones sean menores o iguales que los valores admisibles dados en la Tabla 47. La verificación puede llevarse a cabo para apoyos directos en la sección ubicada a una distancia $0,5 d_0$ medida desde el borde del apoyo.
- (3) Para combinaciones de carga que incluyan posibles asentamientos de fundaciones se podrá prescindir de la verificación de las tensiones principales de tracción, tanto bajo las cargas de servicio, como bajo las cargas de rotura. Sin embargo, se deberá efectuar la verificación de las tensiones principales de compresión y de las tensiones de corte bajo cargas de rotura de acuerdo con los artículos 26.12.3.2. y 26.12.3.3., y el dimensionamiento de la armadura de corte se efectuará de acuerdo con el artículo 26.12.4.
- (4) En vigas placa, vigas cajón o secciones similares no se deberán superponer en los distintos elementos componentes de la sección, las tensiones de corte provenientes por acción de viga, con las tensiones de corte provenientes de la acción de la losa.
- (5) Como posibles combinaciones determinantes de las sollicitaciones pueden resultar las siguientes:
- máximo esfuerzo de corte con momento torsor y momento flexor simultáneos;
 - máximo momento torsor con esfuerzo de corte y momento flexor simultáneos;
 - máximo momento flexor con esfuerzo de corte y momento torsor simultáneos.
- (6) Los esfuerzos de corte, que resultan de la inclinación de los elementos tensores con respecto a las normales a las superficies de las secciones deben considerarse cuando son desfavorables. Cuando sus efectos son favorables pueden considerarse.

*Ver el anexo a este artículo.

- (7) Para los estados de cargas anteriores a la inyección (es decir, sin adherencia entre los elementos tensores y el hormigón), los esfuerzos de los elementos tensores y los esfuerzos de desviación (cuando corresponde) deben introducirse con su valor de servicio, (multiplicado por $\gamma = 1$) cuando se hace la verificación bajo cargas de servicio de acuerdo con el artículo 26.12.2. Cuando se hace la verificación bajo cargas de rotura de acuerdo con el artículo 26.12.3., los mismos se introducirán con el incremento de tensiones de acuerdo con el artículo 26.11.3. Las tensiones principales de compresión deben calcularse considerando el área neta de la sección (con deducción de las vainas) de acuerdo con la Tabla 47, renglón 63.

Igualmente, al dimensionarse la armadura de corte, se puede calcular el incremento de tensión en los elementos tensores, según el artículo 26.11.3.

La armadura longitudinal con adherencia necesaria para la absorción del corte, se podrá determinar en función de la analogía del reticulado.

Para los estribos de corte pretensados rige el artículo 26.12.4.1, punto (3).

26.12.2. Verificación de tensiones bajo cargas de servicio

- (1) Las tensiones principales de tracción calculadas en estado I no deben superar los valores de la Tabla 47, renglones 46 a 49, en los siguientes casos:
- en las zonas con tensiones de compresión longitudinal;
 - en el plano medio de cordones y almas (si están unidas a cordones traccionados);
 - en las zonas con tensiones de tracción longitudinal.

- (2) Bajo cargas permanentes y pretensado, las tensiones principales de tracción determinadas en estado I, aún teniendo en cuenta las tensiones de flexión transversal, no podrán superar los valores de la Tabla 47, renglones 46 a 49.

26.12.3. Verificación de tensiones de corte bajo cargas de rotura

26.12.3.1. Generalidades

- (1) En la dirección longitudinal de la estructura se pueden diferenciar dos zonas de distinto comportamiento portante bajo los esfuerzos de corte:

Zona a: en ésta no se debe esperar fisuras por flexión.

Zona b: en ésta las fisuras por corte se desarrollan a partir de fisuras por flexión, (ver el anexo a este artículo).

- (2) Como criterio para fijar el límite entre ambas zonas se utiliza la tensión de tracción en el borde de la viga, determinada bajo cargas últimas (cargas de rotura), calculada en estado I. Si esta tensión es menor que el valor σ_b del siguiente cuadro, la sección considerada corresponde a la zona "a":

	H - 21	H - 30	H - 38	H - 47
σ_b MN/m ² *	2,5	2,8	3,2	3,5

* 1 MN/m² \approx 10 kgf/cm

- (3) Si se sobrepasan estas tensiones, la sección está en la zona "b".

26.12.3.2. Verificación de tensiones principales de compresión en la zona "a"

- (1) A no ser que en la zona "a" se proceda en forma simplificada como en la zona "b", se debe verificar que las tensiones principales de compresión en el hormigón, que se presentan una vez superadas las tensiones principales de tracción, no excedan los valores de la Tabla 47, renglones 62 ó 63.
- (2) Para cordones solicitados a compresión se puede prescindir de esta verificación, si la máxima tensión de corte, en el estado de rotura teórico es menor que $0,12 \sigma'_{bk}$.
- (3) Las tensiones principales de compresión se obtendrán con la analogía del reticulado. La inclinación de las bielas comprimidas se adoptará de acuerdo con la ecuación (66).
- (4) Simplificadamente puede efectuarse esta verificación a la altura del eje baricéntrico de la sección, si el espesor del alma es constante en toda la altura o si se utiliza el espesor mínimo del mismo. El estado de tensión originado por una eventual armadura de corte pretensada debe considerarse.
- (5) En la determinación de las tensiones principales de compresión debe tenerse en cuenta una eventual sollicitación de torsión; para ello se adoptará una inclinación de las bielas comprimidas de 45° (según el artículo 26.12.4.3.).

En el caso de una sección maciza se sustituirá ésta por una sección hueca según la figura 67, con espesor de pared igual a $d_1 = \frac{d_m}{6}$, (d_m = diámetro de la máxima circunferencia inscrita).

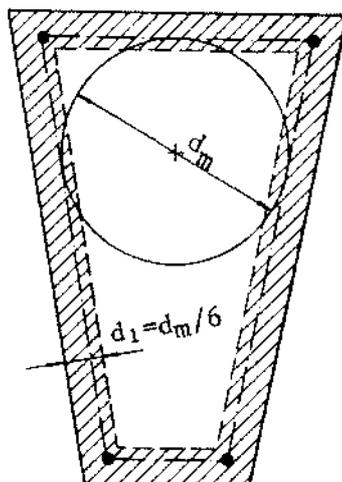


Figura 67. Sección hueca sustitutiva para secciones macizas.

26.12.3.3. Verificación de tensiones de corte y tensiones principales de com presión en la zona "b".

En la zona "b" se utiliza como valor característico, el valor de la tensión tangencial τ_R que se calcula:

- para solicitaciones por corte: con el valor de cálculo de la tensión de cor te en estado II (ver el artículo 26.12.1.);
- para solicitaciones por torsión: con el valor de la tensión tangencial en estado I.

El valor de cálculo τ_R , no podrá superar los valores de la Tabla 47, renglo- nes 56 a 61.

- (2) En la determinación del valor de cálculo τ_R , originado por el esfuerzo de cor te se utilizará como brazo elástico interno el valor obtenido en la verifíca- ción de la seguridad a rotura por flexión, en la sección considerada (ver el artículo 26.11.). Para vigas de altura útil h constante, puede calcularse con el valor del brazo elástico correspondiente a la sección de máximo momen- to flexor, en la zona de corte considerada.
- (3) No se podrá tener en cuenta el estado de tensión originado por una armadura de corte pretensada.

En los cordones traccionados, se podrá determinar la tensión de corte de rotura en estado II de la diferencia del esfuerzo de tracción en la armadura longitudinal de cordón existente entre dos secciones transversales vecinas. También podrá calcularse a partir del estado I.

- (4) En casos especiales, en que dentro de la zona de compresión se producen reducciones notables del espesor del alma, puede resultar determinante la tensión principal de compresión, y se limitará como en la zona "a". Esta verificación puede omitirse cuando la tensión de corte máxima en el estado de rotura es menor que $0,12 \sigma'_{bk}$ (ver el artículo 26.12.3.2.).

26.12.4. Dimensionamiento de la armadura de corte

26.12.4.1. Generalidades

- (1) Se deberá verificar la armadura de corte y de torsión bajo cargas de rotura (ver el artículo 26.12.1.), en aquellas zonas de la estructura y de la sección transversal en las cuales la tensión principal de tracción σ_I (estado I) o la tensión de corte τ_R (estado II) excedan o superen los valores límites de la Tabla 47, renglones 50 a 55.
- (2) La armadura de corte se dimensionará para los esfuerzos de tracción actuantes en los montantes o diagonales de una viga reticulada ideal (analogía de Mörsch). Con respecto a la inclinación de la diagonal comprimida ver el artículo 26.12.4.2. para corte y el artículo 26.12.4.3. para torsión. Las armaduras se determinarán por separado y luego se sumarán. En cuanto a la armadura mínima de corte ver los artículos 26.6.7.3. y 26.6.7.5.

Para el dimensionamiento de la armadura no tesa rigen las tensiones dadas en la Tabla 47, renglones 70 y 71.

- (3) Si se utilizan elementos tensores como armadura de corte, se dimensionarán las tensiones indicadas en el renglón 65 de la Tabla 47, incrementadas en 420 MN/m^2 (4200 kfg/cm^2), pero, como máximo, con el valor correspondiente al límite de fluencia del acero del elemento tensor.
- (4) En el caso de apoyo directo, la armadura de corte en la zona del apoyo se podrá calcular para una sección ubicada a una distancia de $0,5 d_0$ del borde del apoyo.
- (5) El esfuerzo de corte originado por una carga concentrada F ubicada a una distancia $a \leq 2 d_0$ del eje del apoyo, se podrá reducir al valor $\frac{a \cdot QF}{2d_0}$ siendo d_0 la altura total de la sección.

- (6) Cuando se ha hecho uso del artículo 26.11.1., punto (4) (determinación de las solicitaciones características con rigideces del estado II), se debe verificar adicionalmente la armadura de corte bajo cargas de servicio, según las indicaciones correspondientes a la zona "a". En este caso, se admitirá que la inclinación de las diagonales comprimidas sea igual al ángulo que forman las tensiones principales de compresión calculadas en estado I.

Para el dimensionamiento de la armadura de corte rigen las tensiones de la Tabla 47, renglones 68 a 69.

- (7) En el caso de losas de mayor espesor se deberán disminuir los valores de la Tabla 47, renglón 51, en forma análoga a lo indicado en el artículo 17.5.5. Esta reducción no será necesaria si la tensión de corte resulta predominantemente de la acción de cargas concentradas (por ejemplo, losas de puentes).
- (8) Cuando las tensiones principales de tracción debidas a corte y a corte+torsión, superen el 60% de los valores de la Tabla 47, renglón 56, se deberán usar para la armadura de corte exclusivamente barras nervuradas o armadura de corte pretensada con anclajes extremos. Para la separación de las barras o estribos inclinados rige el Capítulo 18.
- (9) Cuando se tiene simultáneamente corte y flexión transversal, se puede incluir en general y simplificadaamente, una armadura de corte distribuida simétricamente con respecto a la superficie media de las almas, en la armadura requerida para la absorción de la flexión transversal. Esta simplificación no es aplicable en el caso de estribos inclinados, ni en el caso de armadura de corte pretensada inclinada. En placas(losas) que actúan como cordones, puede procederse en forma análoga. Ver el anexo a este artículo.

26.12.4.2. Armadura para la absorción de los esfuerzos de corte

- (1) La armadura de corte se dimensionará para los esfuerzos de tracción actuales en una viga reticulada ideal (analogía de Mörsch). La inclinación de los elementos traccionados de esta viga ideal, con respecto a la normal a la sección, puede admitirse, en general, entre 90° (estribos) y 45° (barras y estribos inclinados). (Ver el anexo a este artículo).
- (2) Barras con inclinación menor que 35° con respecto al eje de la viga, no pueden tenerse en cuenta en la verificación de la armadura.
- (3) En la zona "a", la inclinación δ de las diagonales comprimidas con respecto a la normal a la sección, tanto en el alma de la viga como en los cordones comprimidos, se adoptará según la ecuación (66):

$$\operatorname{tg} \delta = \operatorname{tg} \delta_I \left(1 - \frac{\Delta\tau}{\tau_u} \right) \quad (66)$$

$$\operatorname{tg} \delta \geq 0,4$$

siendo:

$\operatorname{tg} \delta_I$ la inclinación de las tensiones principales de compresión con respecto a la normal a la sección en el estado I, a la altura del baricentro de la sección o en el punto de unión del alma con los cordones comprimidos;

τ_u el mayor valor de la tensión de corte en la sección, originada por el esfuerzo de corte bajo cargas de rotura (ver el artículo 26.12.1.), calculado según el estado I, sin tener en cuenta la colaboración de elementos tensores como armadura de corte;

$\Delta\tau$ el 60% de los valores establecidos en la Tabla 47, renglón 50.

- (4) En la zona "a" puede calcularse también con las disposiciones correspondientes a la zona "b". Para la determinación de la armadura de enlace de cordones traccionados con el alma rigen las disposiciones de la zona "b".
- (5) En la zona "b" se debe suponer la inclinación δ de las diagonales comprimidas con respecto a la normal a la sección según la ecuación (67):

$$\operatorname{tg} \delta = 1 - \frac{\Delta\tau}{\tau_R} \quad (67)$$

$$\operatorname{tg} \delta \geq 0,4$$

siendo:

τ_R el valor de cálculo de la tensión de corte bajo cargas de rotura determinada en estado II;

$\Delta\tau$ el 60% de los valores establecidos en la Tabla 47, renglón 50.

- (6) Para la determinación de la armadura de enlace del alma con cordones comprimidos rigen las indicaciones correspondientes a la zona "a".

26.12.4.3. Armadura para torsión

- (1) La armadura para torsión se dimensionará por separado y sin minoración para los esfuerzos de tracción correspondientes a una viga reticulada espacial (viga cajón) con diagonales comprimidas, que forman un ángulo de 45° con el eje de la viga.
- (2) En las secciones llenas (macizas) el eje medio de la pared del cajón reticulado ideal se determina según las indicaciones de la figura 67.

- (3) Si algunas secciones parciales de la viga reticulada ideal están solicitadas a compresión por esfuerzo axial o por flexión, se puede tener en cuenta en el dimensionamiento de la armadura de torsión, la existencia de las tensiones de compresión originados por los esfuerzos antes citados.
- (4) Con respecto a la inclinación de los elementos traccionados (armaduras), rige el artículo 26.12.4.2., punto (1).

26.12.5. Apoyo indirecto

Rige el artículo 18.10.2. En la armadura de suspensión pueden incluirse también elementos tensores, si su inclinación con respecto al eje de la viga está entre 45° y 90°. Para la verificación de los mismos se podrá utilizar como máximo el límite de fluencia β_S , pero el incremento de tensión debe ser menor que 420 MN/m² (4 200 kgf/cm²).

26.12.6. Verificación en la zona de introducción del pretensado

- (1) En las zonas de anclajes de los elementos tensores no se podrá admitir una distribución lineal inmediata de las tensiones originadas por el pretensado. Se podrá admitir esta hipótesis recién a una distancia de introducción "e" a partir del extremo del anclaje.
- (2) En el caso de elementos tensores con anclajes extremos, esa distancia de introducción "e" es igual a la longitud de la zona de perturbación "s", necesaria para que las fuerzas concentradas actuantes en los anclajes se hayan distribuido suficientemente, para obtener un diagrama lineal de tensiones.
- (3) En el caso de elementos tensores anclados sólo por adherencia, deberá tenerse en cuenta además, que se requiere una longitud adicional para la transferencia de los esfuerzos de los elementos tensores al hormigón. Se adoptará:

$$e = \sqrt{s^2 + (0,6 \ell_t)^2} \geq \ell_t \quad (68)$$

siendo:

ℓ_t la longitud de transferencia, según la ecuación (72).

- (4) En la zona de introducción "e" se deberá disponer siempre una armadura transversal para la absorción de los esfuerzos de hendimiento resultantes. En el caso de elementos tensores anclados por adherencia, se dimensionará esta armadura en base a la longitud de introducción reducida, y se distribuirá la armadura de hendimiento correspondientemente. Esta longitud de introducción reducida, se tomará para alambres nervurados igual a la mitad del valor

básico. Para alambres trefilados perfilados y para cordones se tomará esta longitud de introducción reducida igual a 3/4 del valor básico. Los esfuerzos de tracción originados por corte y hendimiento no necesitan ser sumados, si localmente se cubre siempre con estribos el valor mayor.

26.12.7. Secciones completadas a posteriori

- (1) Se absorberán siempre con armadura las tensiones de corte entre los elementos premoldeados y el hormigón in situ, como también las tensiones de corte en las juntas de trabajo (ver los artículos 10.2.5. y 19.4.) paralelas a la dirección portante considerada. Para su dimensionamiento se tendrá presente el artículo 19.7.3.

La junta entre la parte fabricada primero y la parte completada a posteriori debe ser rugosa. Para la inclinación de las bielas de compresión con respecto a la normal a la sección transversal se adoptará:

$$\operatorname{tg} \delta = \operatorname{tg} \delta_I \left(1 - 0,25 \frac{\Delta\tau}{\tau_u} \right) \quad (\text{Zona a}) \quad (69)$$

$$\operatorname{tg} \delta = 1 - \frac{0,25 \Delta\tau}{\tau_R} \quad (\text{Zona b}) \quad (70)$$

Para la notación, ver el artículo 26.12.4.2.

- (2) Si se utiliza para el hormigón in situ el tipo H-13, se tomará $\Delta\tau = 0,6 \text{ MN/m}^2$ (6 kgf/cm^2).
- (3) Si las juntas se hacen dentadas o si la superficie se trabaja posteriormente formando dientes, se puede tomar como inclinación en las bielas de compresión la indicada en el artículo 26.12.4.2. La armadura que cruza la junta debe ser siempre mayor o igual que la armadura de corte mínima (según la Tabla 42).

26.12.8. Juntas de trabajo con acoplamientos

En juntas de trabajo con acoplamientos de elementos tensores, puede realizarse la verificación al corte bajo la hipótesis de un reticulado equivalente, cuando la junta constructivamente corresponde a ésto (en general juntas dentadas), en reemplazo de la verificación según los artículos 26.12.3. y 26.12.4. (es decir, que se pueden tomar inclinaciones mayores que las correspondientes a las ecuaciones (66) y (67), pero no menores). La armadura debe dimensionarse en base al reticulado supuesto. La dirección de la biela de compresión puede desviarse como máximo 15° de la normal a la superficie parcial de la junta, que debe tomar el esfuerzo de compresión. La tensión de

compresión sobre las superficies parciales no puede superar en el estado de rotura, el valor de β_R .

26.12.9. Punzonado

- (1) En el cálculo del esfuerzo determinante de punzonado, en la sección circular, máximo Q_R , necesario para verificar a punzonado losas apoyadas sobre apoyos puntuales, se deberá tener en cuenta el eventual efecto desfavorable de los elementos tensores que atraviesan la sección circular y se podrá tener en cuenta el eventual efecto favorable de los mismos.
- (2) La verificación se debe realizar según los artículos 22.5.1. y 22.5.2.
- (3) Para esta verificación en las ecuaciones correspondientes se pueden adoptar para \mathcal{K}_1 y \mathcal{K}_2 los siguientes valores:

- $\alpha_s = 1,3$ (acero tipo III y tipo IV) y para
- $\mu_g =$ la suma de los porcentajes de armadura

$$\mu_g = \mu_s + \mu_{vi}$$

siendo:

μ_g el porcentaje de armadura existente; a los efectos del cálculo no se puede tomar un valor mayor que 1,5%;

μ_s el porcentaje de armadura no tesa en porcentaje;

$\mu_{vi} = \frac{\sigma_{bv,N}}{\beta_S} \cdot 100$ porcentaje ideal (en %) debido al pretensado;

$\sigma_{bv,N}$ la tensión de pretensado céntrica de la losa al tiempo $t = \infty$;

β_S el límite de fluencia del acero no teso.

- (4) El porcentaje de la armadura no tesa en la zona del cono de punzonado $d_k = d_{st} + 3 h_m$, debe ser por lo menos de 0,3%, y en la zona contigua, dentro de la faja de columna de por lo menos 0,15%;

siendo:

d_{st} según el artículo 25.5.1.1.;

h_m según el artículo 25.1.1., teniendo en cuenta los elementos tensores que atraviesan la sección circular.

26.13. VERIFICACION DE LA ADHERENCIA ENTRE LOS ELEMENTOS TENSORES Y EL HORMIGON

- (1) No es necesaria la verificación bajo cargas de servicio. Se deberá verificar para el estado de carga de rotura el valor máximo τ_1 de la tensión de adherencia.
- (2) Se podrá determinar τ_1 en forma aproximada mediante la expresión:

$$\tau_1 = \frac{Z_u - Z_v}{u_v \cdot \ell'} \quad (71)$$

siendo:

Z_u el esfuerzo de tracción en el elemento tensor bajo cargas de rotura en la verificación según el artículo 26.11.;

Z_v el esfuerzo de tracción admisible en el elemento tensor bajo cargas de servicio;

u_v el perímetro del elemento tensor según el artículo 26.10.2.;

ℓ' la distancia entre la sección de máximo momento bajo cargas de rotura y el punto de momento nulo bajo cargas permanentes;

(3) τ_1 no puede superar los siguientes valores:

- para aceros lisos $\tau_1 \text{ adm} = 1,2 \text{ MN/m}^2$ (12 kgf/cm²);

- para aceros perfilados y cordones $\tau_1 \text{ adm} = 1,8 \text{ MN/m}^2$ (19 kgf/cm²);

- para aceros nervurados $\tau_1 \text{ adm} = 3,0 \text{ MN/m}^2$ (30 kgf/cm²).

(4) Si de la ecuación (71) resultan valores mayores que los indicados, se debe realizar nuevamente la verificación según el artículo 26.11.2., con el esfuerzo de tracción Z_u determinado en función de τ_1 admisible.

26.14. ANCLAJE Y ACOPLAMIENTO DE LOS ELEMENTOS TENSORES, COBERTURA DEL DIAGRAMA DE TRACCIONES

26.14.1. Generalidades

Los elementos tensores deben anclarse en el hormigón del elemento estructural mediante dispositivos adecuados de manera tal, que el anclaje resista el esfuerzo nominal de rotura del elemento tensor, y que bajo cargas de servicio, no aparezcan fisuras perjudiciales en la zona de los anclajes. Para los elementos tensores con anclaje extremo y para los acoplamientos se deben tomar los datos correspondientes de los certificados de aptitud del país de origen del sistema de pretensado. (ver el artículo 26.2.2.).

26.14.2. Anclaje por adherencia

(1) En los elementos tensores que solamente están anclados por adherencia se necesita para la transferencia del esfuerzo de pretensado del acero al hormigón bajo cargas de servicio, una longitud de transferencia ℓ_t . Esta longitud se justificará mediante ensayos (ver el anexo a este artículo).

La longitud de transferencia se expresará:

$$\ell_t = k_1 \cdot d_v \quad (72)$$

- (2) En el caso de elementos tensores individuales de sección circular y para cordones, d_v es el diámetro nominal; en el caso de alambres de sección no circular, se tomará para d_v el diámetro de un círculo de igual área que el de la sección transversal.

El coeficiente de adherencia k_1 se justificará mediante ensayos.

- (3) La exigencia de un anclaje adecuado se considera cubierta, cuando se cumple una de las dos condiciones, a) ó b).

- a) la longitud de anclaje ℓ de los elementos tensores debe estar ubicada en una zona, que bajo el estado de cargas de rotura, esté libre de fisuras por flexotracción (zona "a", según el artículo 26.12.3.1.) y libre de fisuras por corte ($\sigma_1 \leq$ que los valores de la Tabla 47, renglón 49 bajo carga predominantemente estática, o renglón 50 bajo carga no predominantemente estática).

La tensión principal de tracción σ_1 sólo requiere ser verificada a una distancia igual a $0,5 d_0$ del borde del apoyo.

La longitud de anclaje es:

$$\ell = \frac{Z_u}{\sigma_v \cdot A_v} \cdot \ell_t \quad (73)$$

siendo:

$$Z_u = \frac{M_u}{z} + Q_u \cdot \frac{v}{h} ; \quad (74)$$

σ_v la tensión admisible del acero para pretensado (ver la Tabla 47, renglón 65);

A_v el área de la sección transversal del elemento tensor;

v el decalaje del diagrama de tracción (según el artículo 18.7.2.).

El término $Q_u \cdot \frac{v}{h}$ de la ecuación (74) sólo necesita ser considerado si en las secciones que siguen a la longitud de anclaje, se deben esperar fisuras de corte, es decir, si se sobrepasan los valores límites antes mencionados.

- b) la longitud en que se prolongan los elementos tensores por sobre el borde anterior (lado interior del apoyo), debe ser:

$$\ell_1 = \frac{Z_{A,u}}{\sigma_v \cdot A_v} \cdot \ell_t \quad (75)$$

siendo:

$Z_{A,u} = Q_u \cdot \frac{v}{h}$, esfuerzo de tracción que se debe anclar en el apoyo. Si una parte de este esfuerzo de tracción es anclado mediante armadura no tesa en la forma prevista en el artículo 18.5.2., la longitud de prolongación de los elementos tensores sólo requiere ser verificada para la diferencia:

$$\Delta Z_{A,u} = Z_{A,u} - A_s \cdot \beta_s;$$

Q_u el esfuerzo de corte en el apoyo bajo cargas de rotura;

A_v el área de la sección transversal de los elementos tensores ubicados en la parte inferior de la sección y que se prolongan por sobre el apoyo.

En el caso de apoyo directo, será suficiente prolongar los elementos tensores $2/3 \ell_1$, por sobre el apoyo.

26.14.3. Verificación del decalaje

- (1) Si se ubican los elementos tensores en forma escalonada, se deberá verificar que se cubra el diagrama de tracciones en el estado de rotura, en forma análoga a lo indicado en el artículo 18.7.2.

En las losas sin armadura de corte se tomará $v = 1,5 h$.

- (2) En la zona "a" se podrá prescindir de la cobertura del diagrama de tracciones:
- si en el caso de carga predominantemente estática las tensiones principales de tracción bajo cargas de rotura no superan los valores de la Tabla 47, renglón 49.
 - si en el caso de carga no predominantemente estática las tensiones principales de tracción bajo cargas de rotura no superan los valores de la Tabla 47, renglón 50. (Ver el anexo a este artículo).
- (3) Cuando en el apoyo se levantan elementos tensores desde la parte inferior de la viga, se deberá asegurar la colaboración de la altura total de la viga para la absorción del esfuerzo de corte, mediante una armadura mínima del cordón traccionado, dimensionada para absorber un esfuerzo de tracción $Z_u = 0,5 Q_u$. Los elementos tensores que quedan en el cordón traccionado (los que no se levantan) pueden incluirse en esta verificación con su valor de tesado inicial V_0 . (Ver el anexo a este artículo).
- (4) En la zona de apoyos intermedios, esta armadura del cordón inferior debe prolongarse en dirección hacia el apoyo en $v = 1,5 h$, por sobre la sección que bajo la combinación de carga considerada tenga todavía tensiones de tracción.

En el estado de carga considerado se deberán incluir también las sollicitaciones de coacción desfavorables (por ejemplo, diferencia de temperatura y asentamiento de apoyo). (Ver el anexo a este artículo).

(5) Para el cordón superior se procederá análogamente.

26.14.4. Anclajes en el interior de la estructura

- (1) Cuando una parte de la sección transversal está afectada por elementos de anclaje (anclaje, acoplamientos de elementos tensores), se deben considerar debilitamientos de la sección por las siguientes causas:
- a) Cuando se coloca una capa intermedia flexible entre la superficie frontal del anclaje y el hormigón o mezcla de inyección: en todas las verificaciones bajo cargas de servicio y bajo cargas de rotura.
 - b) Cuando los elementos de anclaje están situados en las zonas traccionadas: en las verificaciones bajo cargas de servicio.
 - c) Cuando los elementos de anclaje están en la zona de compresión y la dirección de la tensión principal de compresión difiere del eje del elemento en más de $22,5^\circ$: en verificaciones bajo cargas de servicio y bajo cargas de rotura. Para las verificaciones correspondientes al artículo 26.12.8. (acoplamientos en juntas de trabajo) los anclajes que no tienen capas flexibles intercaladas en las zonas donde deben absorberse los esfuerzos de compresión, no se consideran como debilitamientos de la sección.
- (2) En los anclajes intermedios, en elementos estructurales planos (o laminares) se deberá cubrir por lo menos el 25% del esfuerzo de pretensado introducido, mediante armaduras ancladas por detrás del anclaje del elemento tensor.
- (3) En el dimensionamiento de esta armadura adicional de anclaje, sólo se podrá considerar aquella, cuya distancia al eje del elemento tensor anclado sea $\leq 1,5 \sqrt{A_1}$ y cuya resultante de tracción coincide aproximadamente con el eje del elemento tensor anclado. A_1 es el área de la superficie de apoyo del anclaje del elemento tensor. Pueden incluirse en esta armadura adicional los elementos tensores con adherencia.
- (4) Como tensión admisible para la armadura no tesa de anclaje rige lo indicado en la Tabla 47, renglones 68 y 69. Para la armadura de pretensado (con adherencia) incluida en esta verificación, puede utilizarse la reserva de tensión existente en el elemento tensor hasta la tensión admisible según la Ta-

bla 47, renglón 65, pero no más de 240 MN/m^2 (2400 kgf/cm^2).

- (5) Si detrás de un anclaje intermedio existen tensiones de compresión σ en el hormigón, podrá restarse el esfuerzo de compresión resultante:

$$D = 5 \cdot A_1 \cdot \sigma \quad (76)$$

26.15. TENSIONES ADMISIBLES

26.15.1. Tabla de valores admisibles

- (1) Los valores de las tensiones admisibles para el acero y el hormigón están agrupados en la Tabla 47. No se permite interpolar.

En el plano medio de las placas y losas de cordones traccionados (losa superior o inferior de una sección cajón o T) no se deberá sobrepasar las tensiones correspondientes a tracción céntrica.

- (2) En las secciones pretensadas premoldeadas, completadas a posteriori con hormigón in situ del tipo H-13 (ver los artículos 26.3.1.1. y 26.12.7.), la tensión de compresión de borde admisible en el hormigón in situ, es de 6 MN/m^2 (60 kgf/cm^2).

26.15.2. Tensiones admisibles de compresión bajo cargas localizadas

Son válidos los conceptos expuestos en el artículo 17.3.3.

26.15.3. Tensiones admisibles en la zona de compresión precomprimida

A los efectos de comparar la tensión resultante, con la tensión admisible de compresión de la Tabla 47, renglones 1 a 4, se podrá tomar como tensión resultante de comparación, la indicada en la ecuación (77):

$$\sigma = 0,75 \sigma_v + \sigma_q \quad (77)$$

siendo:

- σ_v la tensión de compresión del hormigón originada por el pretensado;
- σ_q la tensión de compresión del hormigón debida a las cargas exteriores, según los artículos 26.9.2.2. hasta 26.9.2.6., ubicadas en la combinación más desfavorable.

26.15.4. Sobretesado en elementos tensores con fricción

En el caso de impedimentos por fricción, se podrá elevar la tensión admisible en el anclaje (sobretesar) a los valores indicados en la Tabla 47, ren-

glón 66, cuando no quedan afectadas las zonas de los momentos máximos y el incremento de la tensión queda limitado a las zonas en que la influencia de las sobrecargas es pequeña.

26.15.5. Tensiones admisibles de tracción en elementos premoldeados durante el transporte

El estado de transporte puede admitirse como un estado de construcción especial. Las tensiones admisibles a tracción para el mismo pueden tomarse igual al doble de las tensiones admisibles dadas para el estado de construcción.

26.15.6. Tensiones transversales de flexión en elementos con armadura no tesa *

- (1) En secciones armadas de acuerdo con las reglas del hormigón armado (por ejemplo, el alma de las vigas, o losas de vigas cajón) donde se presentan momentos transversales, las tensiones por flexión transversal calculadas en estado I, no deben superar las tensiones de tracción admisibles de la Tabla 47, renglón 45; (en el caso de puentes sólo será necesario verificar esto bajo cargas principales). Ver el anexo al artículo 26.12.4.1. punto 9.
- (2) Adicionalmente, las tensiones de flexión transversal calculadas en estado I, bajo cargas permanentes + pretensado, no deben sobrepasar los valores de la Tabla 47, renglón 37. Ver el anexo al artículo 26.12.4.1. punto 9.

26.15.7. Tensiones admisibles para acero de pretensado

- (1) Durante el proceso de tesado las tensiones en el acero pueden alcanzar transitoriamente los valores de la Tabla 47, renglón 64, siendo determinante el valor menor.
- (2) Una vez anclados los elementos tensores rigen los valores de la Tabla 47, renglones 65 y 66, (ver también el artículo 26.15.4.).
- (3) Para los sistemas de pretensado, en que en el certificado de aptitud correspondiente al país de origen se prescribe un esfuerzo menor al anteriormente indicado, esta disminución del esfuerzo debe aplicarse proporcionalmente tanto para los esfuerzos de tesado como para los esfuerzos de anclaje.

26.15.8. Elementos tensores curvos

Las tensiones en las fibras extremas de los elementos tensores curvos no deberá sobrepasar el valor $\beta_{0,01}$, siendo $\beta_{0,01}$ la tensión correspondiente a

*Dimensionados como elementos de hormigón armado según el Capítulo 17.

un alargamiento residual de 0,1% (límite de proporcionalidad).

Esto rige para los elementos tensores que se colocan y tesan curvados y también para los que se entregan arrollados.

Las tensiones en las fibras extremas, en los cordones, pueden determinarse con un diámetro ficticio igual a la mitad del diámetro nominal.

26.15.9. Verificaciones bajo cargas no predominantemente estáticas

26.15.9.1. Generalidades

- (1) Con excepción de los casos mencionados en los artículos 26.15.9.2. y 26.15.9.3. no será necesario verificar la amplitud de las oscilaciones en el acero para pretensado y para hormigón armado.
- (2) Para las mallas soldadas rige el artículo 17.8. No son admisibles las mallas soldadas de ningún tipo como armadura de corte en puentes ferroviarios.

26.15.9.2. Anclaje en los extremos con elementos de anclaje y acoplamientos *

- (1) Para los anclajes extremos con cuerpos de anclaje, así como también en los acoplamientos fijos y móviles de los elementos tensores, se debe verificar que la amplitud de las oscilaciones no sobrepase 0,7 veces el valor dado como amplitud admisible en el certificado de aptitud del sistema.
- (2) Esta verificación se debe realizar en el estado II, si en la sección se tienen tensiones de tracción. Para esta verificación sólo será necesario considerar las oscilaciones de tensión causadas por variaciones frecuentes de carga, por ejemplo, por cargas no predominantemente estáticas.
- (3) En estas secciones transversales se debe verificar también la amplitud de las oscilaciones de tensión en el acero no teso. Las amplitudes de oscilación obtenidas no deben sobrepasar los valores dados por el artículo 17.8.
- (4) En las secciones con acoplamientos fijos o móviles se deben considerar, para esta verificación, además de las cargas permanentes y del pretensado, incluida la relajación, la fluencia lenta y la retracción, las siguientes solicitudes como cargas permanentes, en cuanto sean desfavorables para las oscilaciones de tensión:
 - probables descensos de apoyo según el artículo 26.9.2.6.
 - diferencias de temperatura según el artículo 26.9.2.5.

* Se refiere aquí al extremo del elemento tensor, pudiendo estar por lo tanto el anclaje lejos del extremo del elemento estructural.

$$\text{- momento adicional } \Delta M = \pm \frac{E \cdot I}{10^4 \cdot d_0} \quad (78)$$

siendo:

$E \cdot I$ la rigidez a flexión en el estado I;

d_0 la altura de la sección transversal considerada.

- (5) ΔM , dado por la ecuación (78), se considera exclusivamente para esta verificación.

26.15.9.3. Anclajes en los extremos de elementos tensores con adherencia directa

Se debe verificar que la variación de la tensión en el extremo de la longitud de transferencia debida a variaciones frecuentes de carga (ver el artículo 26.15.9.2.) no sea mayor que 70 MN/m^2 (700 kgf/cm^2) en alambres nervurados y perfilados; ni mayor que 50 MN/m^2 (500 kgf/cm^2) en cordones.

Tabla 47. Tensiones admisibles

Hormigón a compresión, debidas a esfuerzo normal y momento flexor bajo cargas de servicio.						
	Parte de la sección transversal	Campo de aplicación	Tensiones admisibles MN/m ² *			
			H-21	H-30	H-38	H-47
	1	2	3	4	5	6
1	ZONA DE COMPRESION	Compresión céntrica en columnas y elementos comprimidos	8	10	11,5	13
2		Tensiones de borde en secciones macizas (por ejemplo sección rectangular) (Flexión plana)	11	14	17	19
3		Tensiones de borde en las alas de secciones aligeradas (por ejemplo, vigas placa y secciones cajón)	10	13	16	18
4		Tensión en esquina por flexión oblicua	12	15	18	20
5	ZONA TRACCIONADA PRECOMPRESIONADA	Compresión céntrica	11	13	15	17
6		Tensiones de borde en secciones macizas (por ejemplo sección rectangular) (Flexión plana)	14	17	19	21
7		Tensión de borde en las alas de secciones aligeradas (por ej. vigas placa y secciones cajón)	13	16	18	20
8		Tensión en esquina por flexión oblicua	15	18	20	22

* 1 MN/m² ≈ 10 kgf/cm²

Tabla 47. (continuación)

Hormigón. Solicitaciones por corte.						
Tensiones principales de tracción bajo cargas de servicio						
	Pretensado	Solicitudión	Tensiones admisibles MN/m ² *			
			H-21	H-30	H-38	H-47
	1	2	3	4	5	6
46	PRETENSADO	Q, T, Q+T en el plano medio	0,8	0,9	0,9	1,0
47 **	TOTAL	Q + T	1,0	1,2	1,4	1,5
48	PRETENSADO	Q, T, Q+T en el plano medio	1,8	2,2	2,6	3,0
49 **	LIMITADO	Q + T	2,5	2,8	3,2	3,5

Q = corte
 T = torsión
 * 1 MN/m² ≈ 10 kgf/cm²
 ** Los renglones 47 y 49 rigen para secciones compactas

Tabla 47. (continuación)

Hormigón. Solicitaciones por corte.						
Tensiones principales de tracción o tensiones tangenciales bajo cargas de rotura. Valores admisibles sin necesidad de verificación de la armadura (Zona a y zona b).						
	Solicitud	Elemento estructural	Tensiones admisibles MN/m ² *			
			H-21	H-30	H-38	H-47
	1	2	3	4	5	6
50	Esfuerzo de corte Q	En vigas	1,4	1,8	2,0	2,2
51		En losas* (Q normal a la losa)	0,8	1,0	1,2	1,4
52	Torsión T	En secciones llenas	1,4	1,8	2,0	2,2
53		En el plano medio de almas y alas	0,8	1,0	1,2	1,4
54	Torsión + Corte	En el plano medio de almas y alas	1,4	1,8	2,0	2,2
55		En secciones llenas	1,8	2,4	2,7	3,0
*Para losas de espesor $d > 30$ cm ver el artículo 26.12.4.1.						
Valores máximos de la tensión tangencial bajo cargas de rotura en zona b y en cordones traccionados en la zona a.						
56	Esfuerzo de corte Q	En vigas	5,5	7,0	8,0	9,0
57		En losas (Q normal a la losa)	3,2	4,2	4,8	5,2
58	Torsión T	En secciones llenas	5,5	7,0	8,0	9,0
59		En el plano medio de almas y alas	3,2	4,2	4,8	5,2
60	Torsión + Corte	En el plano medio de almas y alas	5,5	7,0	8,0	9,0
61		En secciones llenas	5,5	7,0	8,0	9,0

* 1 MN/m² = 10 kgf/cm²

Tabla 47. (continuación)

Hormigón. Solicitaciones por corte.						
Tensiones principales de compresión bajo cargas de rotura en la zona a y en la zona b						
	1	2	3	4	5	6
	Solicitación	Elementos Constructivos	Tensiones admisibles MN/m ² *			
			H-21	H-30	H-38	H- 7
62	Q, T, (Q + T)	en almas	11	16	20	25
63	Q, T, (Q + T)	en alas (placas de cordones)	15	21	27	33
Q = corte T = torsión						
Acero a tracción						
Solicitación		Tensiones admisibles				
64	Temporariamente, en banco de tesado al tesar (ver también los artículos 26.9.3. y 26.15.7.)	0,90 β_S respect. 0,75 β_Z				
65	Bajo cargas de servicio	0,85 β_S respect. 0,70 β_Z				
66	Bajo cargas de servicio, con sobretesado	5% más que el renglón 65				
67	Tensiones de borde en curvaturas (ver 26.15.8.)	$\beta_{0,01}$				
Armadura no tesa						
1		2	3			
Solicitación		Acero no teso	Tensiones admisibles MN/m ² *			
68	Para la verificación de las tensiones de tracción bajo cargas de servicio	AL - 220 ADN - 420 ADM - 420 AM - 500 P y N	$\beta_S/1,75$			
69	Para la verificación del control de fisuración, para la absorción de los esfuerzos de tracción por flexión bajo cargas de rotura y para el dimensionamiento de la armadura de corte	AM - 500 - L	240			
70		AL - 220	220			
71		ADN - 420 ADM - 420 AM - 500 P y N	420 420 500 1)			

1) Sólo para mallas soldadas

* 1 MN/m² \approx 10 kgf/cm²

ANEXOS AL CAPITULO 26

INDICE

26.3.1.2.(1)	ELEMENTOS PRETENSADOS CON ADHERENCIA DIRECTA	A.26 - 1
26.3.2.	ACERO PARA PRETENSADO	A.26 - 1
26.8.	PERDIDAS POR RELAJACION DEL ACERO, POR TRACCION Y FLUENCIA LENTA DEL HORMIGON	A.26 - 2
26.8	PERDIDAS POR FRICCION	A.26 - 3
26.8.2	PERDIDAS POR RELAJACION DEL ACERO	A.26 - 4
26.10.1.1.(2)b)	CARGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS EN LOS PUENTES	A.26 - 5
26.11.1.(1)	CARGA DE ROTURA DE CALCULO Y FACTORES DE SEGURIDAD	A.26 - 5
26.12.	DETERMINACION DEL ANGULO δ_1 QUE FORMAN LAS TENSIONES PRINCIPALES DE COMPRESION CON LA NORMAL A LA SECCION	A.26 - 5
26.12.3.1.(1)	VERIFICACION DE TENSIONES DE CORTE BAJO CARGAS DE ROTURA	A.26 - 10
26.12.4.1.(9)	TENSIONES DE FLEXOTRACCION ORIGINADAS POR FLEXION TRANSVERSAL EN SECCIONES DIMENSIONADAS COMO SECCIONES DE HORMIGON ARMADO	A.26 - 10
26.12.4.2.(1)	ARMADURA PARA LA ABSORCION DE LOS ESFUERZOS DE CORTE	A.26 - 11
26.14.2.(1)	ANCLAJE POR ADHERENCIA	A.26 - 11
26.14.3.(2)a(4)	VERIFICACION DEL DECALAJE	A.26 - 12

ANEXOS AL CAPITULO 26

26.3.1.2. (1) ELEMENTOS PRETENSADOS CON ADHERENCIA DIRECTA

La exigencia en el texto reglamentario de un hormigón de resistencia característica $\sigma'_{bk} = 30 \text{ MN/m}^2$ (300 kgf/cm^2) no impide que para un determinado producto se pueda utilizar hormigón de resistencia característica mayor o igual que 25 MN/m^2 (250 kgf/cm^2), siempre que se trate de elementos previstos exclusivamente para cargas estáticas, ubicados en ambientes protegidos, tesa-dos con alambres de acero no sensibles a la corrosión y habiéndose demostra-do mediante ensayos la adecuada adherencia de dichos alambres. Por lo demás rige lo indicado en el artículo 26.3.1.2.

Unicamente en este caso se permite interpolar los valores de la Tabla 47, li-nealmente entre los valores dados para los tipos de hormigón H-21 y H-30.

26.3.2. ACERO PARA PRETENSADO

Teniendo en cuenta que los aceros de pretensado son más sensibles a la corro-sión, cuando se utilicen elementos pretensados en condiciones ambientales a-gresivas se deben prever medidas de protección adecuadas contra posibles ata-ques (por ejemplo, mediante mayores recubrimientos, revestimientos, pinturas, etc.; véase también el artículo 26.6.5.2.) y se recomienda por lo tanto el uso de los siguientes diámetros:

- Para el caso de alambres aislados: diámetro mínimo de 5 mm, o en caso de sección no circular el área de la misma por lo menos de 30 mm^2 .
- Para el caso de los cordones: sección transversal por lo menos de 30 mm^2 y los alambres aislados de 3 mm de diámetro como mínimo.
- Para casos especiales, como por ejemplo, armadura temporaria o pretensado de caños: alambres de un diámetro mínimo de 3 mm o una sección mínima de 20 mm^2 si se trata de una sección no circular.

26.8. (3) PÉRDIDAS POR RELAJACION DEL ACERO, POR RETRACCION Y FLUENCIA LENTA DEL HORMIGÓN

Pueden calcularse con la ecuación (A.11.) , siempre que no resulten mayores del 30% (ver el artículo 26.8.7.2.).

$$\sigma_{z,\phi+r} = \frac{\epsilon_s E_z + \sigma_{z,r} + n \left[\sigma_{bz,g_1} \cdot \phi_1 + \sigma_{bz,g_2} \cdot \phi_2 + \sigma_{bz,v_0} \cdot \phi_1 \right]}{1 - \frac{n(\sigma_{bz,v_0})}{\sigma_{z,v_0}} \left[1 + \frac{\phi_1}{2} \right]} \quad (\text{A.11})$$

siendo:

- ϵ_s la retracción desde la edad t_1 hasta t_∞ (en banco de tesado, desde la edad t_0 hasta t_∞), (negativo), (ver el artículo 26.8.4.);
- E_z el módulo de elasticidad del acero de pretensado;
- $n = E_z/E_b$ la relación entre los módulos de elasticidad del acero y del hormigón (ver los artículos 26.7.2. y 26.7.3.);
- σ_{bz,g_1} la tensión en el hormigón en la fibra contigua al elemento ten sor debida a las cargas permanentes aplicadas a la edad t_1 (positiva);
- σ_{bz,g_2} la tensión en el hormigón en la fibra contigua al elemento ten sor debida a las cargas permanentes aplicadas a la edad t_2 (positiva);
- σ_{bz,v_0} la tensión en el hormigón en la fibra contigua al elemento ten sor debida al valor inicial del pretensado (negativa);
- ϕ_1 el coeficiente de fluencia lenta correspondiente a las cargas aplica das a la edad t_1 (ver el artículo 26.8.3., Tabla 45);
- ϕ_2 el coeficiente de fluencia lenta correspondiente a las cargas aplica das a la edad t_2 (ver el artículo 26.8.3., Tabla 45);
- σ_{z,v_0} la tensión en el acero debida al pretensado inicial (positiva);
- $\sigma_{z,\phi+r}$ la pérdida de tensión en el acero pretensado, debida a la retr acción, fluencia lenta y relajación del acero;
- $\sigma_{z,r}$ la pérdida de tensión por relajación solamente, en el acero aisl ado (negativa). El valor a considerar se toma en función de la tensión inicial calculada con la ecuación (A.12):

$$\sigma_{z,v}^0 = \sigma_{z,vg}^0 - 0,3 \sigma_{z,\phi+r} \quad (\text{A.12})$$

siendo:

$\sigma_{z,vg}^0$ la tensión inicial en el acero debida al pretensado y a las cargas permanentes;

$\sigma_{z,\phi+r}$ el valor estimado a priori de la pérdida total, que se debe controlar con el valor final de la fórmula (proceso iterativo).

Bajo la designación de acero se entiende el acero pretensado.

26.8. PERDIDAS POR FRICCIÓN

Se podrán calcular con la ecuación (A.13):

$$\Delta V_0 = V_0 \cdot \left[1 - e^{-\mu (\alpha + k \cdot x)} \right] \quad (A.13)$$

siendo:

V_0 el esfuerzo de pretensado aplicado en el extremo desde donde se miden las pérdidas;

α la suma de los valores absolutos de las desviaciones angulares previstas de la traza del elemento tensor a lo largo de la distancia x (en radianes);

k la variación angular no prevista en radianes por metro;

x la distancia en metros desde el punto en que se aplica V_0 hasta el punto para el cual se calculan las pérdidas por fricción;

μ el coeficiente de fricción entre el elemento tensor y la vaina; como valores indicativos para los elementos tensores no lubricados con radio de curvatura ≥ 6 m pueden adoptarse:

- para elementos tensores en conductos de hormigón sin vainas $\mu = 0,50$
- para elementos tensores compuestos por alambres trefilados, o de cordones en vaina metálica $\mu = 0,20$
- para alambres laminados lisos en vaina metálica $\mu = 0,25$
- para alambres no lisos en vaina metálica $\mu = 0,30$

En caso de lubricación ligera (aceites solubles), estos valores pueden multiplicarse por 0,9.

Para alambres lisos (laminados y trefilados) y cordones con un radio de curvatura igual a 2 m, puede admitirse como primera aproximación $\mu = 0,30$.

La desviación angular no prevista k , depende esencialmente de la precisión con la que la traza prevista es realizada, más fácil de obtener con vainas de mayor rigidez y con menor separación entre apoyos.

Como valor medio puede tomarse $k = 0,01^{-1}$ m o en función del diámetro de la vaina, expresado en mm :

$\phi < 30$	$k = 0,016$
$30 < \phi < 40$	$k = 0,012$
$40 < \phi < 50$	$k = 0,009$
$50 < \phi < 60$	$k = 0,007$
$60 < \phi$	$k = 0,006$

26.8.2. PÉRDIDAS POR RELAJACIÓN DEL ACERO

A falta de datos más precisos suministrados por el fabricante, pueden estimarse las pérdidas por relajación del acero, de acuerdo con lo indicado en la Tabla A.3.

Tabla A.3. Valores indicativos de la relajación para un elemento aislado, a tiempo infinito y a 20°C.

$\frac{\sigma_v^0}{\beta_z}$	0,6	0,7	0,8
Aceros normales	6%	12%	25%
Aceros de baja relajación	3%	6%	10%

siendo:

σ_v^0 la tensión inicial en el acero en el punto considerado;

β_z la resistencia a tracción del acero.

26.10.1.1. (2)b) CARGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS EN LOS PUENTES

Por cargas principales se entienden:

- las cargas permanentes, de pretensado, sobrecargas reglamentarias, las influencias debidas a la fluencia lenta y a la retracción, y a coacción por asentamientos probables de apoyos.

Por cargas secundarias se entienden:

- las acciones térmicas, viento, nieve, resistencia de los apoyos, acciones de inercia en los puentes móviles, cargas sobre barandas y a coacciones por asentamientos posibles.

26.11.1. (1) CARGA DE ROTURA DE CÁLCULO Y FACTORES DE SEGURIDAD

Cuando las sollicitaciones originadas por las reacciones hiperestáticas debidas al pretensado son del mismo signo que las sollicitaciones originadas por las cargas, no deberá descontarse el efecto favorable debido a la relajación, a la fluencia lenta y a la retracción. Al contrario, se recomienda, por razones de seguridad, aplicarle un factor de mayoración de 1,1.

26.12. DETERMINACIÓN DEL ÁNGULO δ_1 QUE FORMAN LAS TENSIONES PRINCIPALES DE COMPRESION CON LA NORMAL A LA SECCIÓN

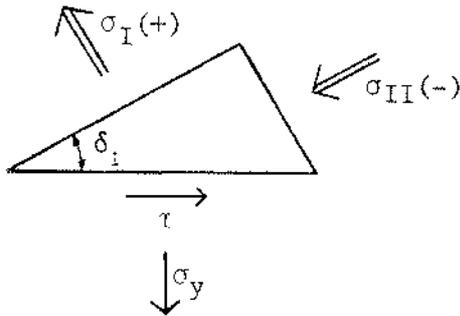
Tensiones normales: σ_x , σ_y (positivas si son de tracción).

Tensiones tangenciales: τ_{xy}

Tensiones principales

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2} \quad \text{tensión principal (A.14) de tracción}$$

$$\sigma_{II} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2} \quad \text{tensión principal de compresión} \quad (A.15)$$



$$\operatorname{tg} \delta_1 = \sqrt{1 + \left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2 \tau_{xy}}\right)^2} - \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2 \tau_{xy}}$$

$$\operatorname{tg} \delta_1 = \frac{\sigma_I - \sigma_y}{\tau_{xy}} \quad (A.16)$$

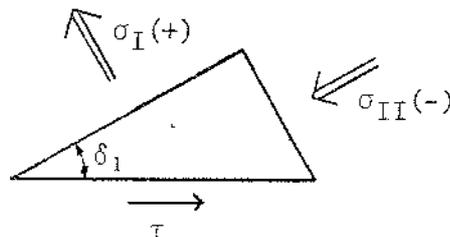
$$\operatorname{tg} 2 \delta_1 = \frac{2 \tau_{xy}}{\sigma_y - \sigma_x}$$

En el caso frecuente de $\sigma_y = 0$

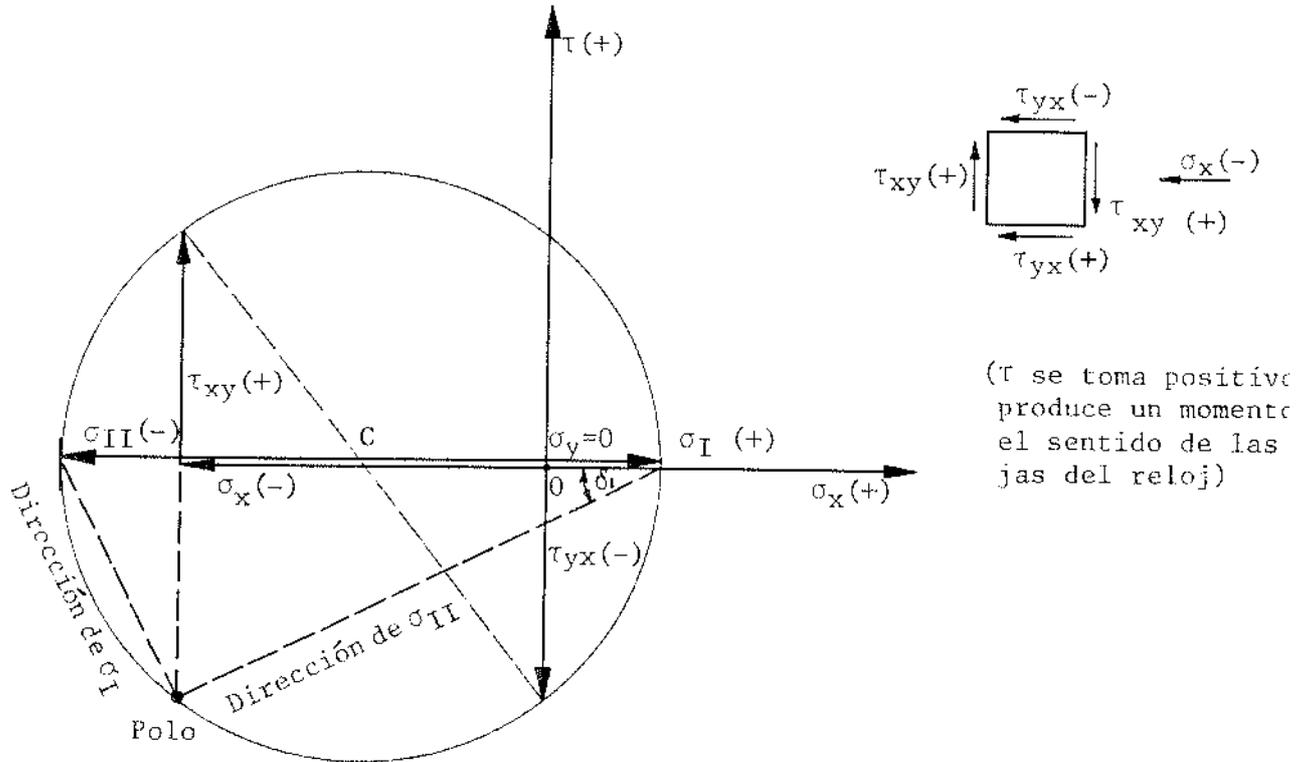
$$\sigma_I = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2} \quad \text{(tensión principal de tracción)}$$

$$\sigma_{II} = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2} \quad \text{(tensión principal de compresión)}$$

$$\operatorname{tg} \delta_1 = \frac{\sigma_I}{\tau_{xy}} \quad (A.17)$$



Con el círculo de Mohr



DETERMINACION DE LAS TENSIONES PRINCIPALES DE COMPRESION Y DE LA ARMADURA DE CORTE MEDIANTE LA ANALOGIA DE LA VIGA DE RETICULADO

$$Q_u = \gamma Q_q - Q_{v,\phi}$$

(A.18)

siendo:

γ igual a 1,75

Q_q el esfuerzo de corte debido a las cargas.

$Q_{v,\phi}$ el esfuerzo de corte debido al pretensado una vez producidas las pérdidas plásticas.

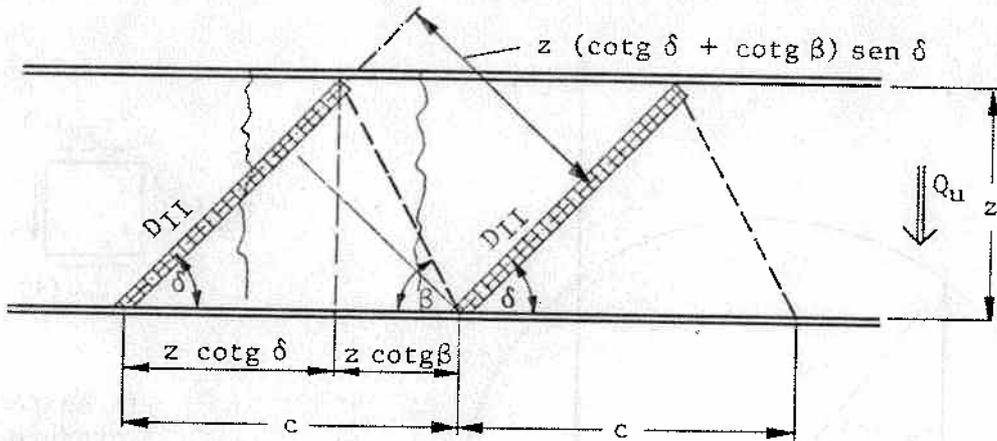
En ciertos casos puede ser más desfavorable Q_v ; también deben incluirse efectos desfavorables originados por una inclinación de los cordones comprimidos.

En zona a) $\tau_u \cdot b_0 = \frac{Q_u}{z} = \frac{Q_u S}{I} *$ (A.19)

En zona b) $\tau_R \cdot b_0 = \frac{Q_u}{z} *$ (A.20)

*En el Capítulo 26 se prevé una reducción de sólo 20%. CEB-FIP recomienda deducir 1/2 diámetro de las vainas.

Analogía de la viga de reticulado



siendo:

δ la inclinación de las diagonales comprimidas.
 β la inclinación de la armadura de corte (26.12.4.1. y 26.12.4.2.).

Tensión principal de compresión

Artículo 26.12.3.2.

$$\sigma_{II} = \frac{D_{II}}{b_0 z \text{ sen } \delta (\cotg \delta + \cotg \beta)} = \frac{Q}{b_0 \text{ sen } \delta} \cdot \frac{1}{z (\cotg \delta + \cotg \beta) \text{ sen } \delta}$$

$$\sigma_{II} = \frac{Q}{b_0 z} \cdot \frac{1}{(\text{sen } \delta)^2} \cdot \frac{1}{\cotg \delta + \cotg \beta}$$

$$\sigma_{II,Q} = \tau_Q \cdot \frac{1}{(\text{sen } \delta)^2} \cdot \frac{1}{\cotg \delta + \cotg \beta}$$

Zona a

(A.21)

Con estribos verticales

$\beta = 90^\circ$

$$\sigma_{II,Q} = \tau_Q \cdot \frac{l}{\text{sen } \delta \cos \delta} \quad \text{Zona a} \quad (A.22)$$

τ_Q = tensión de corte originada por el esfuerzo de corte último.

Para torsión, con estribos verticales

$$\sigma_{II,T} = \tau_T \cdot \frac{l}{\text{sen } \delta \cos \delta} \quad \text{Zona a} \quad (A.23)$$

τ_T = tensión de corte originada por la torsión mayorada calculada en la sección hueca (ver el artículo 26.12.3.2.(5)).

Para la acción simultánea de corte (τ_{Qu}) y de torsión (τ_T) en zona a:

$$\sigma_{II,Q+T} = \sigma_{II,Q} + \sigma_{II,T} - \sigma_{II,Q} \cdot \sigma_{II,T} \cdot \frac{\text{sen}^2 (\delta_T - \delta_Q)}{\sigma_{II,Q} \text{sen}^2 \delta_Q + \sigma_{II,T} \text{sen}^2 \delta_T}$$

siendo:

$$\delta_T = 45^\circ$$

δ_Q según la ecuación (66)

$$\sigma_{II,Q+T} \approx \sigma_{II,Q} + \sigma_{II,T} \quad (A.24)$$

DETERMINACION DE LA ARMADURA DE CORTE

Esfuerzo de tracción por unidad de longitud:

$$z_\beta = \frac{Q_u}{\text{sen } \beta} \cdot \frac{l}{z (\cotg \delta + \cotg \beta)}$$

$$z_\beta = \frac{Q_u}{z} \cdot \frac{l}{\text{sen } \beta} \cdot \frac{1}{\cotg \delta + \cotg \beta} \quad (A.25)$$

Estribos verticales

$$\beta = 90^\circ$$

$$Z_{90} = \frac{Q_u}{z} \cdot \operatorname{tg} \delta$$

(A.26)

26.12.3.1. (1) VERIFICACION DE TENSIONES DE CORTE BAJO CARGAS DE ROTURA

En el caso de elementos tensores inclinados se puede referir, en la zona b, el brazo interno z a la armadura no tesa del cordón traccionado si esta se dimensiona para un esfuerzo $Z_u \geq 0,5 Q_u$; (ver el artículo 26.14.3. y el anexo al mismo).⁽¹⁾

26.12.4.1. (9) TENSIONES DE FLEXOTRACCION ORIGINADAS POR FLEXION TRANSVERSAL EN SECCIONES DIMENSIONADAS COMO SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO

En este artículo se trata explícitamente de tensiones de tracción originadas por flexión transversal, porque la exigencia sólo se refiere a la dirección transversal, y cuando no existe pretensado en esa dirección, dado que en dirección longitudinal rigen siempre las limitaciones de tensiones correspondientes a pretensado total o limitado. Estas limitaciones rigen también para losas que forman simultáneamente la placa o el cordón de una viga principal, cuando se deben superponer las tensiones longitudinales de tracción de igual dirección, originadas por el efecto de viga y de losa, (ver el artículo 26.10.1.1., punto(3) y el artículo 26.10.1.2., punto (3)).

Con la verificación exigida en el artículo 26.15.6. se busca obtener para la viga pretensada en sentido transversal una fisuración disminuida, como la que se obtiene en dirección longitudinal mediante el efecto de pretensado.

Esta limitación de las tensiones transversales por flexión es, entre otras, una de las condiciones necesarias para poder eximir de la superposición de la

(1) Ver los comentarios al artículo 12 en el Cuaderno 320, publicado en castellano por el Instituto Argentino de Racionalización de Materiales.

armadura de corte por efecto de viga con la de flexión transversal, permitido en las condiciones que indica el artículo 26.12.4.1. punto (9).⁽²⁾

26.12.4.2. (1) ARMADURA PARA LA ABSORCIÓN DE LOS ESFUERZOS DE CORTE

La minoración de la armadura de corte, frente a la armadura obtenida por la analogía del reticulado de Mörsch con $\delta = 45^\circ$, se debe principalmente a la contribución del cordón comprimido (esfuerzo de compresión inclinado) y a la inclinación $< 45^\circ$ de las diagonales comprimidas.

Con el factor de reducción

$$\operatorname{tg} \delta = 1 - \frac{\Delta\tau}{\tau_u} \quad (\text{A.27})$$

se contemplan simultáneamente ambos efectos. El ángulo δ de cálculo, es por lo tanto tan solo un valor de cálculo, que no corresponde a la inclinación real de las fisuras de corte que aparecen en la estructura.

26.14.2. (1) ANCLAJE POR ADHERENCIA

La longitud de transferencia necesaria para asegurar la transmisión del esfuerzo de pretensado al hormigón, debe ser determinada por ensayos o, si existen, por los certificados de aprobación del sistema de anclaje (por adherencia) del país de origen, adaptados a las condiciones de utilización y a las tensiones admisibles de este reglamento.

Las condiciones de utilización se refieren en particular:

- a la tensión inicial del acero;
- a las características del hormigón en el momento de la transferencia del esfuerzo;
- a la ubicación de la armadura y de su recubrimiento, como también al estado de tensión del hormigón.

(2) Ver Conferencia del Prof. Kupfer, publicada por CIRSOC, año 1981, pág.20

Como un valor indicativo se agrega la longitud de transferencia que menciona el Comentario del Código Modelo CEB (1978), longitud dada en función del diámetro nominal del acero de pretensado:

- para alambres lisos 100 a 140 diámetros
- para cordones de 7 alambres 45 a 90 diámetros

Estos valores suponen que el pretensado es aplicado al elemento considerado en forma gradual; en el caso de transferencia por corte de la armadura, es decir transferencia no gradual, las longitudes indicadas deben aumentarse en un 25%.

En el libro "Hormigón Pretensado" de Leonhardt se mencionan los siguientes valores indicativos:

Tipo de alambre	Sección transversal	Longitud de transferencia l_t cm
Acero nervurado	20 a 40 mm ²	50
Alambre trefilado, perfilado	ϕ 3 a 8 mm	60
Cordones de 2 a 3 alambres	ϕ 2 a 3 mm	70
Cordones de 7 alambres	ϕ 2 a 4 mm	100

26.14.3. (2),(3),(4) VERIFICACIÓN DEL DECALAJE

En el caso de una disposición escalonada de los anclajes de los elementos tensores y en el caso de elementos tensores que se levantan hacia el apoyo, se deberá cuidar la cobertura del diagrama de tracciones, en forma similar a lo indicado para el decalaje en vigas de hormigón armado. Si las secciones deben considerarse fisuradas bajo cargas últimas, se deberán considerar para el decalaje los mismos valores que se indican para secciones de hormigón armado (ver el artículo 18.7.2.). Para el caso de losas sin armadura de corte, se exige sin embargo un decalaje mayor, es decir, 1,5 h, porque en estructuras pretensadas la inclinación de las diagonales comprimidas es menor que en estructuras de hormigón armado sin pretensar. Las tensiones límites, por encima de las que se supone sección fisurada, son las mismas que las indicadas en el artículo 26.14.2. (ver el artículo 26.12.3.1.).

CAPITULO 27. HORMIGON PRETENSADO, INYECCION DE VAINAS

27.1. GENERALIDADES

La inyección tiene por objeto proteger el acero tesado contra la corrosión y asegurar la adherencia entre los elementos tensores y el hormigón.

La correcta inyección de las vainas que alojan los cables, barras o trenzas de un elemento de hormigón postensado, es una tarea de fundamental importancia para asegurar la durabilidad de la estructura.

Por lo tanto, la inyección de vainas y los requisitos para la mezcla de inyección deben ser controlados por un Profesional Responsable.

27.1.1. Campo de validez

Este capítulo rige para la inyección de pasta o mortero de cemento en vainas de estructuras de hormigón pretensado con adherencia a posteriori. Se establecen en él los requisitos mínimos que deben cumplir la pasta o el mortero a inyectar, las tareas de inyección y los ensayos requeridos.

27.2. REQUISITOS PARA LA MEZCLA DE INYECCION

27.2.1. Generalidades

Una buena mezcla de inyección debe tener las siguientes cualidades:

- ausencia de agentes agresivos,
- fluidez suficiente durante la duración de la tarea de inyección,
- buena estabilidad (baja exudación),
- retracción moderada,
- resistencia mecánica conveniente,
- baja absorción capilar.

La mezcla de inyección estará compuesta por cemento, agua y eventualmente aditivos. Solamente se usará un mortero, es decir una mezcla de agua, cemento, arena fina y eventualmente aditivos, cuando la sección de la vaina sea mayor que cuatro veces la sección de la armadura, o cuando lo exija el sistema de pretensado a utilizar.

La utilización de mezclas a base de resinas y otros materiales requerirá una aprobación previa de la autoridad fiscalizadora en base a ensayos y experiencias

que aseguren su comportamiento eficaz.

27.2.2. Fluidez de la mezcla de inyección

La mezcla de inyección debe mantener suficiente fluidez hasta la finalización de las tareas de inyección. El ensayo de fluidez se determina mediante el cono de Marsh (ver el artículo 27.8.1.).

El tiempo de escurrimiento de la mezcla estará comprendido entre 13 y 25 segundos.

27.2.3. Exudación de la mezcla de inyección

La exudación caracteriza la estabilidad de la mezcla. La cantidad de agua exudada en la superficie de una mezcla de inyección mantenida en reposo durante tres horas deberá ser al final de dicho lapso como máximo igual al 2% del volumen inicial de la mezcla. El agua exudada deberá ser reabsorbida a las 24 horas de aquella medición. Esta reabsorción es de particular importancia en los casos de inyección en tiempo frío, debido al riesgo de la formación de hielo.

La expansión eventual por uso de aditivos para tal fin no debe superar el 10%.

27.2.4. Resistencia mecánica a compresión

La resistencia a la compresión de la mezcla de inyección, mediante el ensayo de tres probetas cilíndricas (según el artículo 27.8.3.) debe arrojar como mínimo los valores indicados en la Tabla 48.

Tabla 48. Resistencia mecánica a la compresión

Edad de la probeta al ensayarla	Resistencia a la compresión MN/m ² *	
	Valor mínimo para cada probeta	Valor mínimo para cada serie de probetas
7 días	19	21
28 días	27	30

* 1 MN/m² = 10 kgf/cm²

Para los casos en que sea necesario transmitir los esfuerzos de anclaje sobre la pasta de inyección, o trasladar elementos premoldeados antes de la edad indicada, deberá alcanzarse previamente la resistencia a la compresión requerida para el sistema de pretensado (ver el artículo 26.2.2.). Para ello se procederá según el artículo 27.7.3.

27.2.5. Resistencia a las heladas

La mezcla de inyección endurecida debe ser resistente a las heladas. La mezcla resiste las heladas si cumple con los requisitos de los artículos 27.2.2. a 27.2.4. En general, es también resistente a las heladas, a edad temprana, si adicionalmente se toman las precauciones indicadas en el artículo 27.6.

27.3. COMPONENTES BASICOS Y COMPOSICION DE LA MEZCLA DE INYECCION

En general, la mezcla de inyección se prepara inmediatamente antes de la inyección con cemento, agua, aditivos y dado el caso adiciones minerales pulverulentas y agregados. La aptitud de la composición elegida y de los componentes básicos se debe verificar por medio de ensayos, de acuerdo con el artículo 27.7.1.

27.3.1. Cemento

Sólo se puede usar cemento pórtland, de marcas aprobadas oficialmente que cumplan con los requisitos de calidad contenidos en la norma IRAM 1 503.

No podrán usarse cementos que presenten el fenómeno de "falso fraguado", ni aquellos que posean un contenido de ión Cl^- ó $\text{SO}_4^{=}$ superior al 0,02% ni otro elemento susceptible de posibilitar la corrosión de los aceros.

El empleo de otros cementos sólo podrá ser autorizado previo ensayo. Todo cemento que se use para inyección deberá proveerse en bolsas cuyo peso debe ser de 50 kg. El cemento debe ser de expedición reciente, recomendándose que en el momento de usarlo no tenga más de 3 semanas de expedido de fábrica. Hasta su empleo debe estar depositado en un lugar cerrado y protegido contra la humedad.

En el lugar de emplazamiento de la estructura a inyectar, no debe depositarse más cemento que el que se utilizará por vez.

27.3.2. Agua

El contenido de cloro del agua de mezclado no debe ser mayor que 150 mg Cl^-/ℓ y deberá estar exenta de detergentes. Su p.H. no podrá ser < 7 . El agua potable es en general apropiada para la preparación de la mezcla de inyección. Si se utilizan otras aguas debe verificarse que éstas no faciliten la corrosión del acero pretensado.

27.3.3. Aditivos

Como aditivos sólo pueden emplearse aditivos auxiliares de inyección cuya aptitud para el uso en inyecciones esté expresamente indicada en el certificado del fabricante y haya sido demostrada mediante ensayos. Además no deberán contener iones agresivos (cloruros, sulfuros, nitratos, fluoruros). Ver el artículo 6.4.1. y su anexo.

27.3.4. Adiciones minerales pulverulentas

Sólo se podrán incluir adiciones minerales pulverulentas en la mezcla de inyección si éstas no reaccionan hidráulicamente y si está expresamente permitido su empleo en el certificado de aptitud del sistema de pretensado.

27.3.5. Agregados

Sólo se podrán incorporar agregados a la mezcla de inyección si está expresamente permitido su empleo en el certificado de aptitud del sistema de pretensado que se emplea (ver el artículo 26.2.2.) o cuando se cumpla que la sección de la vaina es igual o mayor que cuatro veces la sección de la armadura envainada. El tamaño máximo del agregado será inferior a 200 μm y la razón entre el total de agregados finos inertes y el cemento no superará el 25% en masa. Los agregados deben responder a lo indicado en el artículo 6.3.

27.3.6. Razón agua/cemento

La razón agua/cemento en masa no será mayor de 0,44. Dicha razón debe ser inferior a 0,44, siempre que se logre la consistencia necesaria para una correcta inyección.

27.4. DOSIFICACION, MEZCLADO E INYECCION

27.4.1. Dosificación

Todos los componentes de la mezcla de inyección deben agregarse con una precisión del 2% en masa para el cemento y 1% en masa para el agua.

27.4.2. Mezclado

Por lo general, los componentes básicos se deben introducir en la mezcladora en movimiento en el siguiente orden: agua, cemento, aditivos y dado el caso adiciones minerales pulverulentas y después los agregados.

El cemento debe agregarse lentamente. Los aditivos deben agregarse de tal manera, que se produzca un mezclado homogéneo con la mezcla y que quede asegurada la eficacia de la incorporación de los aditivos.

El tiempo máximo de mezclado será de 4 minutos, salvo especificación en contrario del fabricante del equipo, lo cual deberá aprobarse.

Después de mezclada la pasta debe ser mantenida en agitación continuamente, para evitar que se formen grumos o se produzca segregación. Entre el equipo de mezclado y el de agitado, la mezcla debe ser tamizada a través de un tamiz IRAM 1,18 mm.

La temperatura de la mezcla fresca, luego del mezclado, no debe exceder los 35°C.

27.4.3. Vainas

Antes de la inyección deberán controlarse las vainas para asegurarse el libre pasaje de la mezcla. Previamente a las operaciones de inyección deberán limpiarse las vainas o los canales con agua a presión. Concluida esta tarea debe eliminarse el agua sobrante de las vainas con aire comprimido, salvo que el sistema empleado recomiende otro método, ya que para la eliminación total del agua, en general no son suficientes los drenes inferiores de las vainas. El agua de lavado debe responder a lo indicado en el artículo 27.3.2. Cuando debe interrumpirse la tarea de inyección sin haber completado el llenado de una vaina, deberá procederse a eliminar la pasta mediante chorros de agua a presión.

En los canales sin vaina se debe introducir agua para humedecer el hormigón antes de la inyección de la pasta, para que el hormigón no absorba demasiada agua de la mezcla de inyección. El agua sobrante, luego del humedecimiento, debe eliminarse por medio de aire comprimido.

27.4.4. Inyección

Las vainas deben inyectarse desde su extremo inferior o desde su punto más bajo.

Para la inyección se debe emplear una bomba (prohibiéndose las de aire comprimido) que garantice una fluencia regular y uniforme de la mezcla de inyección.

La presión de la bomba y con ello la velocidad con que es inyectada la pasta deben regularse de acuerdo con los requisitos de los elementos tensores. La presión de la bomba no debe superar 1,5 MN/m² (15 kgf/cm²). La velocidad de inyección estará comprendida entre 6 y 12 m/min.

Cada vaina debe ser inyectada en forma continua sin interrupción.

La inyección recién se podrá dar por terminada, cuando en el otro extremo de la vaina ha salido suficiente mezcla de inyección de excelente consistencia, pero en ningún caso la fluidez será inferior a 13 segundos.

Las vainas deben ser reinyectadas cuando en grandes secciones, o en elementos tensores en posición no horizontal, se deba eliminar el agua de la mezcla segregada y sustituirla por mezcla fresca.

Debe asegurarse que la mezcla de inyección pueda expandirse en las vainas y, dado el caso, eliminar el agua libre dentro de la vaina. Con tal fin pueden permanecer abiertos orificios en la vaina, en las cuales pueda acumularse el agua libre.

La pasta de inyección que haya salido de la vaina y la que no se haya inyectado 30 minutos después de finalizada su preparación, no podrá ser usada nuevamente.

27.5. PROTECCION PROVISIONAL CONTRA LA CORROSION

Cuando se tomen medidas especiales para la protección provisional contra la corrosión del acero, se deberá considerar lo indicado en el artículo 26.6.5.2.

27.6. MEDIDAS DE PROTECCION E INYECCION CON BAJAS TEMPERATURAS

Cuando la temperatura de la estructura es inferior a + 5°C, no se deberá realizar la inyección de la mezcla. Cuando la temperatura es baja pero superior a la anterior, antes de iniciar las tareas se inyectará agua caliente para eliminar la posibilidad de hielo en los conductos.

La temperatura en obra, en el área de las vainas y hasta 5 días después de la inyección, debe ser como mínimo de + 5 °C, al igual que la temperatura de la mezcla en el momento de la inyección.

Con bajas temperaturas del aire puede ser necesaria la adopción de medidas especiales para mantener la temperatura adecuada de los equipos y de las partes afectadas de la estructura. Con temperaturas de la estructura menores que + 10°C o temperaturas del aire menores que + 5°C será necesario realizar un control adicional referente a la fluidez, a la exudación y a la estabilidad de volumen (ver el artículo 27.7.1.), en el cual se mantiene la temperatura de la pasta en + 5°C.

En general será conveniente controlar la aptitud de los cementos que se usarán para la inyección a baja temperatura, antes del comienzo del período frío.

27.7. CONTROLES A REALIZAR SOBRE LA MEZCLA DE INYECCION

27.7.1. Ensayo de aptitud (ensayo previo)

Para cada sector de la obra, debe realizarse un ensayo de aptitud, antes de los trabajos de inyección, con los materiales previstos para la realización de los trabajos.

Pueden reconocerse como ensayos de aptitud a aquellos controles de calidad efectuados en los trabajos de inyección, realizados como máximo dos meses antes, y ejecutados por la misma empresa, con igual composición de mezcla y con los mismos elementos de trabajo y siempre que los resultados del control de calidad respondan a los requisitos del control de aptitud.

La temperatura de los componentes de la mezcla de los equipos y del sitio donde se los almacena (depósito) debe ser de 15 a 22°C durante los controles de aptitud.

Si se prevé que los trabajos de inyección se ejecutarán a temperaturas mayores o menores, se deberán efectuar adicionalmente ensayos para las respectivas temperaturas.

En el control de aptitud (ensayo previo) se debe determinar:

- a) la fluidez, según el artículo 27.8.1.;
- b) la exudación y la estabilidad según el artículo 27.8.2.;
- c) la resistencia a la compresión a los 7 y/o a los 28 días según el artículo 27.8.3.

Los ensayos de aptitud (ensayos previos) deben asegurar que en el posterior control de calidad se alcancen los requisitos exigidos en los artículos 27.2.2., 27.2.3. y 27.2.4., no debiendo producirse segregación. El valor de la fluidez en estos ensayos previos admite una variación de ± 3 segundos con respecto a los ensayos de control en obra. La resistencia mecánica a la compresión a los 28 días debe superar los valores de la Tabla 48.

27.7.2. Ensayos de calidad

Con los ensayos de calidad se deberá comprobar que la mezcla de inyección responde a las exigencias de los artículos 27.2.2. y 27.2.3. y que su resistencia mecánica corresponde a los valores de la Tabla 48. En los ensayos de calidad se determinará:

- a) la fluidez según el artículo 27.8.1.;
- b) la exudación y estabilidad según el artículo 27.8.2.;

c) la resistencia mecánica a la compresión según el artículo 27.8.3.

La fluidez debe ser controlada durante los trabajos de inyección, en varias oportunidades diarias, mediante el ensayo correspondiente, debiendo tomarse muestras de la mezcla a la entrada y a la salida de la vaina.

La estabilidad de volumen y la resistencia mecánica a compresión de la pasta de inyección deben controlarse diariamente, en 3 muestras, que surgirán de un muestreo al azar, distribuido en el tiempo de inyección y tomadas a la salida de la vaina.

En caso de modificarse la composición de la mezcla de inyección se tomarán y controlarán, en cada caso, 3 muestras adicionales.

La temperatura del depósito donde se guardan las muestras debe ser de 15°C a 22°C.

Para eventuales controles posteriores se deben separar de cada partida 20 kg de cemento en recipientes herméticos, 500 g de adiciones y dado el caso, la correspondiente cantidad de agregados, hasta que se completen los certificados de control.

27.7.3. Resistencia a edades menores

El control de resistencia a edades menores de 28 días se utiliza para verificar la alcanzada a una determinada edad (ver el artículo 27.2.2.) bajo las condiciones de temperatura existentes en la obra.

El control se realiza en tres probetas, las que se colocan, protegidas de los rayos solares, al lado o sobre el elemento constructivo (eventualmente en baño de agua), y libre de todo tipo de vibraciones, hasta la ejecución del ensayo. Se deben preparar por lo menos dos series de 3 probetas cada una, para poder repetir el control de resistencia, si en el primero no se alcanzó todavía una resistencia a la compresión satisfactoria.

27.8. METODOS DE ENSAYO

27.8.1. Ensayo para la determinación de la fluidez

Para el ensayo de fluidez se debe preparar la mezcla de inyección con los materiales componentes, según los artículos 27.4.1. y 27.4.2.

Las mezcladoras de laboratorio, empleadas para el ensayo de aptitud (ensayo previo) deben ser de igual efectividad que las mezcladoras usadas en la obra.

El aparato de medición de la fluidez debe responder al esquema de la figura 68.

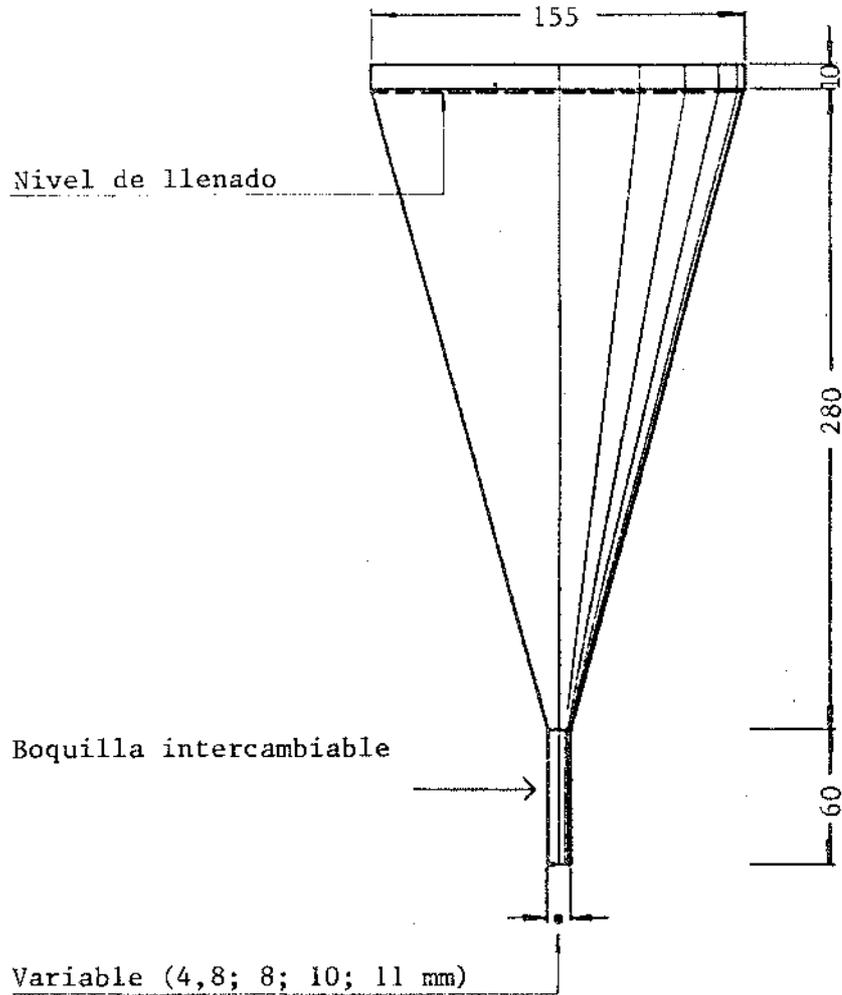


Figura 68. Cono de Marsh para determinar la fluidez

La fluidez se medirá por el tiempo, medido en segundos, que tarda en escurrir un litro de mezcla por el cono de Marsh (ver la figura 68). A tal efecto, éste se llenará hasta el nivel marcado, con la mezcla de inyección obtenida de la boquilla de salida de la bomba.

Luego se liberará la boquilla de salida del cono de Marsh y se dejará escurrir por gravedad la mezcla de inyección dentro de un recipiente graduado. Cuando la mezcla escurrida alcance la marca de 1000 cm^3 , se obturará la salida.

Simultáneamente, con un cronómetro adecuado, se medirá el tiempo de escurrimiento de ese volumen de mezcla. Este tiempo deberá estar comprendido entre los límites establecidos en el artículo 27.2.2.

27.8.2. Ensayo de exudación y estabilidad volumétrica y de resistencia mecánica a compresión

27.8.2.1. La exudación y la estabilidad volumétrica de la mezcla semiden en un mismo ensayo, utilizando un recipiente cilíndrico transparente de 10 cm de diámetro y 10 cm de altura (ver la figura 69).

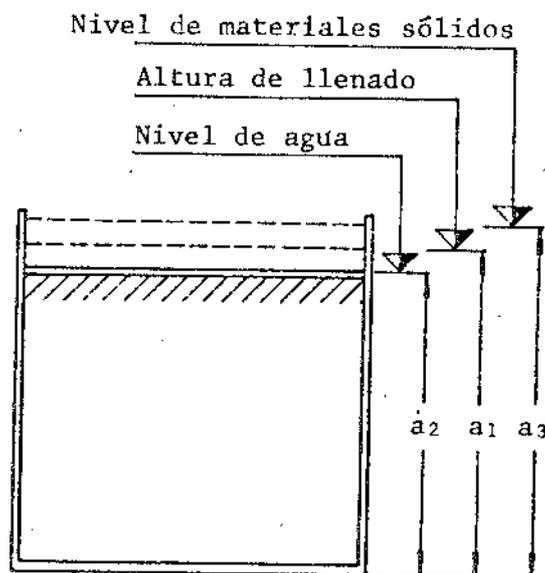


Figura 69. Recipiente cilíndrico transparente.

Una vez vertida la mezcla en el recipiente hasta el nivel inicial a_1 , éste será tapado herméticamente. A las tres horas se medirá la exudación de agua tomando a tal efecto las distancias desde el fondo del vaso al nivel de agua (a_2) y al nivel de pasta (a_3). La exudación se obtendrá mediante la expresión:

$$E_x = \frac{a_2 - a_3}{a_1} \cdot 100$$

El valor E_x no superará el 2%.

El agua exudada deberá haberse reabsorbido totalmente en las 24 horas subsi-

guientes.

27.8.2.2. La variación de volumen se establecerá midiendo a las 24 horas de llenar la distancia a_3 y correlacionándola con a_1 .

$$v.v. = \frac{a_1 - a_3}{a_1} \cdot 100$$

Este valor no superará el 10%.

27.8.3. Control de la resistencia mecánica a compresión

La resistencia mecánica a compresión se determinará sobre probetas moldeadas cilíndricas normales de 10 cm de diámetro de base y 10 cm de altura, convenientemente preparadas para que las caras sean paralelas.

Las probetas para estudiar la aptitud de la mezcla se ensayarán a edades de 7 y 28 días, según la norma IRAM 1546.

Las probetas para control de calidad se ensayarán a 7 días.

27.9. REGISTROS

Los resultados de los ensayos de aptitud, de calidad y de endurecimiento deben ser registrados. Con respecto al empleo de la información acumulada en los registros y al mantenimiento y disponibilidad de los mismos, ver los artículos 5.1.6. y 5.1.7.

Los registros deben contener, en cuanto corresponda, los siguientes datos:

Datos generales para cada operación:

- a) Profesional que controla la inyección de las vainas y los requisitos de la mezcla de inyección.
- b) Comitente.
- c) Constructor (contratista).
- d) Elemento constructivo.
- e) Sistema de pretensado.
- f) Designación de los elementos tensores.
- g) Longitud de los elementos tensores y volumen de la mezcla de inyección necesario.
- h) Indicación de los días de inyección con datos sobre el tiempo, temperatura del aire, temperatura de la estructura, vainas inyectadas, vo

lumen de la mezcla inyectada, número de pastones de mezcla y acontecimientos especiales.

Datos generales de la mezcla de inyección:

- a) Cemento (tipo, clase de resistencia y fabricante).
- b) Aditivos para inyección (marca, fabricante y cantidad agregada en gramos por kg de cemento) y si corresponde, agregados y adiciones (tipo y cantidad agregada).
- c) Agua de amasado.
- d) Razón agua/cemento.
- e) Preparación de la mezcla de inyección con datos sobre el tipo de mezcladora y la duración del mezclado (tiempo de mezclado antes de agregar el aditivo para inyección y tiempo total).

Datos para cada control de calidad, aptitud y resistencia:

- a) Temperatura de los componentes de la mezcla de inyección (cemento, agua y dado el caso agregados).
- b) Temperatura de la mezcla de inyección (después de finalizado el mezclado al salir del extremo de la vaina).
- c) Fluidez (escurrimiento, tiempo de escurrimiento al salir del extremo de la vaina, y tiempo de escurrimiento a los 30 minutos después del mezclado).
- d) Condiciones de preparación y de almacenamiento de las muestras para la determinación de la exudación y de la estabilidad volumétrica y de la resistencia a la compresión.
- e) Exudación y estabilidad volumétrica con indicación del método de ensayo.
- f) Resistencia a la compresión con indicación de las medidas y densidad de las probetas.
