Anejo 19
Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación

Contenido

1 GENERALIDADES 767

1.1 ALCANCE 767
1.1.1 Alcance de los Anejos 19 a 21 del Código Estructural sobre Proyecto de estructuras de hormigón. 767
1.1.2 Alcance del Anejo 19 767
1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA 768
1.3 HIPÓTESIS 768
1.5 DEFINICIONES 768
1.5.1 Generalidades 768
1.5.2 Términos y definiciones adicionales utilizadas en este anejo. 768
1.5.2.1 Estructuras prefabricadas 768
1.5.2.2 Elementos de hormigón en masa o ligeramente armados 768
1.5.2.3 Armaduras activas no adherentes y externas 768
1.5.2.4 Pretensado 769
1.6 NOTACIÓN 769

2 BASES DE CÁLCULO 773

2.1 REQUISITOS 773
2.1.1 Requisitos básicos 773
2.1.2 Gestión de la fiabilidad. 773
2.1.3 Vida útil de proyecto, durabilidad y gestión de la calidad 773
2.2 PRINCIPIOS DEL CÁLCULO EN ESTADOS LÍMITE 774
2.3 VARIABLES BÁSICAS 774
2.3.1 Acciones e influencia de las condiciones ambientales 774
2.3.1.1 Generalidades 774
2.3.1.2 Efectos térmicos 774
2.3.1.3 Asientos/movimientos diferenciales 774
2.3.1.4 Pretensado 775
2.3.2 Propiedades de materiales y productos 775
2.3.2.1 Generalidades 775
2.3.2.2 Retracción y fluencia 775
2.3.3 Deformaciones del hormigón 775
2.3.4 Parámetros geométricos 776
2.3.4.1 Generalidades 776
2.3.4.2 Requisitos complementarios para pilotes ejecutados in situ 776
2.4 COMPROBACIÓN MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD 776
2.4.1 Generalidades 776
2.4.2 Valores de cálculo 776
2.4.2.1 Coeficiente parcial de seguridad para la retracción 776
2.4.2.2 Coeficientes parciales de seguridad para el pretensado 776
2.4.2.3 Coeficiente parcial de seguridad para las cargas de fatiga 776
2.4.2.4 Coeficientes parciales de seguridad para los materiales 776
2.4.2.5 Coeficientes parciales de seguridad para los materiales en cimentaciones 777
2.4.2.6 Modificación del coeficiente parcial de seguridad del acero 777
2.4.2.7 Modificación del coeficiente parcial de seguridad del hormigón 777
2.4.3 Combinación de acciones 778
2.4.4 Comprobación del equilibrio estático - EQU 778
2.5 PROYECTO ASISTIDO POR ENSAYOS 778
2.6 REQUISITOS COMPLEMENTARIOS PARA CIMENTACIONES 778

2.7 REQUISITOS PARA ANCLAJES 778

3 MATERIALES 779

3.1 HORMIGÓN 779
3.1.1 Generalidades 779
3.1.2 Resistencia 779
3.1.3 Deformación elástica 780
3.1.4 Fluencia y retracción 782
3.1.5 Diagrama tensión–deformación para el análisis no lineal 785
3.1.6 Resistencias de cálculo a compresión y tracción 786
3.1.7 Diagrama tensión-deformación para el cálculo de secciones transversales 786
3.1.8 Resistencia a flexo-tracción 788
3.1.9 Hormigón confinado 788
3.2 ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS 789
3.2.1 Generalidades 789
3.2.2 Propiedades 789
3.2.3 Resistencia 790
3.2.4 Características de ductilidad 790
3.2.5 Soldaduras 791
3.2.6 Fatiga 792
3.2.7 Hipótesis de cálculo 792
3.3 ACERO PARA ARMADURAS ACTIVAS 792
3.3.1 Generalidades 793
3.3.2 Propiedades 793
3.3.6 Hipótesis de cálculo 793
3.3.7 Armadura activa en vainas 794
3.4 DISPOSITIVOS DE PRETENSADO 794
3.4.1 Anclajes y acopladores 794
3.4.1.1 Generalidades 794
3.4.2 Armaduras activas externas no adherentes 794
3.4.2.1 Generalidades 794
3.4.2.2 Anclajes 795

4 DURABILIDAD Y RECUBRIMIENTO DE LAS ARMADURAS 795

4.1 GENERALIDADES 795
4.2 CONDICIONES AMBIENTALES 795
4.3 REQUISITOS PARA LA DURABILIDAD 798
4.4 MÉTODOS DE COMPROBACIÓN 798
4.4.1 Recubrimiento del hormigón 798
4.4.1.1 Generalidades 798
4.4.1.2 Recubrimiento mínimo, $\boldsymbol{cmin}$ 798
4.4.1.3 Tolerancias en el cálculo para las desviaciones de la ejecución 800

5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL 801

5.1 GENERALIDADES 801
5.1.1 Requisitos generales 801
5.1.2 Requisitos especiales para las cimentaciones 802
5.1.3 Hipótesis de carga y combinaciones 802
5.1.4 Efectos de segundo orden 802

5.2 IMPERFECCIONES GEOMÉTRICAS 802
5.3 MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA 805
5.3.1 Modelos estructurales para análisis global 805
5.3.2 Parámetros geométricos 805
5.3.2.1 Ancho eficaz de las alas (para la comprobación de todos los estados límite) 805
5.3.2.2 Luz efectiva de vigas y losas en edificación 806
5.4 ANÁLISIS ELÁSTICO LINEAL 808
5.5 ANÁLISIS ELÁSTICO LINEAL CON REDISTRIBUCIÓN LIMITADA 808
5.6 ANÁLISIS PLÁSTICO 809
5.6.1 Generalidades 809
5.6.2 Análisis plástico de vigas, estructuras y losas 809
5.6.3 Capacidad de giro 810
5.6.4 Análisis mediante modelos de bielas y tirantes 811
5.7 ANÁLISIS NO LINEAL 812
5.8 ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN CON ESFUERZO AXIL 812
5.8.1 Definiciones 812
5.8.2 Generalidades 813
5.8.3 Criterios de simplificación para los efectos de segundo orden 813
5.8.3.1 Criterio de esbeltez para elementos aislados 813
5.8.3.2 Esbeltez y longitud efectiva de elementos aislados 814
5.8.3.3 Efectos globales de segundo orden en edificación 815
5.8.4 Fluencia 816
5.8.5 Métodos de cálculo 817
5.8.6 Método general 817
5.8.7 Método basado en la rigidez nominal 817
5.8.7.1 Generalidades 817
5.8.7.2 Rigidez nominal 818
5.8.7.3 Coeficiente de mayoración de momentos 819
5.8.8 Método basado en la curvatura nominal 820
5.8.8.1 Generalidades 820
5.8.8.2 Momentos flectores 820
5.8.8.3 Curvatura 821
5.8.9 Flexión esviada 822
5.9 INESTABILIDAD LATERAL DE VIGAS ESBELTAS 823
5.10 ELEMENTOS Y ESTRUCTURAS PRETENSADOS 824
5.10.1 Generalidades 824
5.10.2 Fuerza de pretensado durante el tesado 824
5.10.2.1 Fuerza máxima de pretensado 824
5.10.2.2 Limitación de las tensiones en el hormigón. 824
5.10.2.3 Mediciones 825
5.10.3 Fuerza de pretensado 825
5.10.4 Pérdidas instantáneas del pretensado con armaduras pretesas 826
5.10.5 Pérdidas instantáneas del pretensado con armaduras postesas 826
5.10.5.1 Pérdidas debidas a la deformación instantánea del hormigón 826
5.10.5.2 Pérdidas por rozamiento 826
5.10.5.3 Pérdidas en el anclaje 827
5.10.6 Pérdidas diferidas del pretensado para armaduras pretesas y postesas 827
5.10.7 Consideración del pretensado en el cálculo 829
5.10.8 Efectos del pretensado en el Estado Límite Último 829
5.10.9 Efectos del pretensado en el Estado Límite de Servicio y en el estado límite de fatiga 829

5.11 ANÁLISIS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARTICULARES 830

6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU) 830

6.1 FLEXIÓN SIMPLE O COMPUESTA 830
6.2 ESFUERZO CORTANTE 831
6.2.1 Procedimiento general de comprobación 831
6.2.2 Elementos que no requieren armadura de cortante 832
6.2.3 Elementos que requieren armadura de cortante 835
6.2.4 Esfuerzo rasante entre el alma y las alas en secciones en T 838
6.2.5 Esfuerzo rasante en el contacto entre hormigones de diferentes edades 839
6.3 TORSIÓN 841
6.3.1 Generalidades 841
6.3.2 Procedimiento de cálculo 841
6.3.3 Alabeo producido por torsión 843
6.4 PUNZONAMIENTO 843
6.4.1 Generalidades 843
6.4.2 Distribución de cargas y perímetro crítico 844
6.4.3 Cálculo de la resistencia a punzonamiento 847
6.4.4 Resistencia a punzonamiento de losas y bases de pilares sin armadura de punzonamiento 851
6.4.5 Resistencia a punzonamiento de losas y bases de pilares con armadura de punzonamiento 852
6.5 CÁLCULO MEDIANTE MODELOS DE BIELAS Y TIRANTES 853
6.5.1 Generalidades 853
6.5.2 Bielas 853
6.5.3 Tirantes 854
6.5.4 Nudos 855
6.6 ANCLAJES Y SOLAPES 857
6.7 ZONAS PARCIALMENTE CARGADAS 858
6.8 FATIGA 859
6.8.1 Condiciones de comprobación 859
6.8.2 Esfuerzos y tensiones para la comprobación en fatiga 859
6.8.3 Combinación de acciones 860
6.8.4 Procedimiento de comprobación para armaduras pasivas y activas 860
6.8.5 Comprobaciones utilizando el rango de tensiones de daño equivalente 862
6.8.6 Otras comprobaciones 863
6.8.7 Comprobación del hormigón sometido a compresión o a cortante 863

7 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS) 864

7.1 GENERALIDADES 864
7.2 LIMITACIÓN DE TENSIONES 865
7.3 CONTROL DE LA FISURACIÓN 865
7.3.1 Consideraciones generales 865
7.3.2 Áreas mínimas de armadura 867
7.3.3 Control de la fisuración sin cálculo directo 869
7.3.4 Cálculo de la abertura de fisura 871
7.4 CONTROL DE DEFORMACIONES 873
7.4.1 Consideraciones generales 873
7.4.2 Casos en lo que se pueden omitir los cálculos 874
7.4.3 Comprobación de las deformaciones mediante el cálculo 876

8 DETALLES DE ARMADO PARA ARMADURAS PASIVAS Y ACTIVAS. GENERALIDADES 878

8.1 GENERALIDADES 878
8.2 SEPARACIÓN ENTRE BARRAS 878
8.3 DIÁMETROS ADMISIBLE DE LOS MANDRILES PARA EL DOBLADO DE BARRAS 878
8.4 ANCLAJE DE LA ARMADURA LONGITUDINAL 879
8.4.1 Generalidades 879
8.4.2 Tensión última de adherencia 880
8.4.3 Longitud básica de anclaje 881
8.4.4 Longitud neta de anclaje 881
8.5 ANCLAJE DE CERCOS Y ARMADURAS DE CORTANTE 883
8.6 ANCLAJE MEDIANTE BARRAS SOLDADAS 883
8.7 SOLAPES Y EMPALMES MECÁNICOS 885
8.7.1 Generalidades 885
8.7.2 Solapes 885
8.7.3 Longitud de solape 886
8.7.4 Armadura transversal en la zona de solape 887
8.7.4.1 Armadura transversal para barras sometidas a tracción 887
8.7.4.2 Armadura transversal para barras sometidas permanentemente a compresión 887
8.7.5 Solapes para mallas electrosoldadas 887
8.7.5.1 Solape de la armadura principal 887
8.7.5.2 Solape de armadura secundaria o de reparto 888
8.8 REGLAS ADICIONALES PARA BARRAS DE GRAN DIÁMETRO 889
8.9 GRUPO DE BARRAS 890
8.9.1 Generalidades 890
8.9.2 Anclaje de grupos de barras 890
8.9.3 Solape de grupos de barras 891
8.10 ARMADURAS ACTIVAS 891
8.10.1 Disposición de las armaduras de pretensado y de las vainas 891
8.10.1.1 Generalidades 891
8.10.1.2 Armadura activa pretesa 891
8.10.1.3 Vainas de postesado 892
8.10.2 Anclaje de la armadura activa pretesa 893
8.10.2.1 Generalidades 893
8.10.2.2 Transferencia de los esfuerzos de pretensado 893
8.10.2.3 Anclaje de la armadura activa en el Estado Límite Último 894
8.10.3 Zonas de anclaje de elementos postesos 895
8.10.4 Anclajes y acopladores para armaduras de pretensado 896
8.10.5 Desviadores 896

9 DETALLES DE ARMADO DE ELEMENTOS Y REGLAS PARTICULARES 897

9.1 GENERALIDADES 897
9.2 VIGAS 897
9.2.1 Armadura longitudinal 897
9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura 897
9.2.1.2 Otros detalles de armado 898
9.2.1.3 Decalaje de la armadura longitudinal de tracción 898
9.2.1.4 Anclaje de la armadura inferior en los apoyos extremos 899
9.2.1.5 Anclaje de la armadura inferior en los apoyos intermedios 900
9.2.2 Armadura de cortante 900

9.2.3 Armadura de torsión ... 902
9.2.4 Armadura de piel ... 902
9.2.5 Apoyos indirectos ... 902
9.3 LOSAS MACIZAS ... 903
9.3.1 Armaduras de flexión ... 903
9.3.1.1 Generalidades ... 903
9.3.1.2 Armadura de losas en las zonas cercanas a los apoyos ... 903
9.3.1.3 Armadura de las esquinas ... 904
9.3.1.4 Armadura de los bordes libres de la losa ... 904
9.3.2 Armadura de cortante ... 904
9.4 LOSAS PLANAS ... 904
9.4.1 Losa en pilares interiores ... 904
9.4.2 Losa en pilares de borde y de esquina ... 905
9.4.3 Armadura de punzonamiento ... 905
9.5 PILARES ... 906
9.5.1 Generalidades ... 906
9.5.2 Armadura longitudinal ... 906
9.5.3 Armadura transversal ... 907
9.6 MUROS ... 908
9.6.1 Generalidades ... 908
9.6.2 Armadura vertical ... 908
9.6.3 Armadura horizontal ... 908
9.6.4 Armadura transversal ... 909
9.7 VIGAS DE GRAN CANTO ... 909
9.8 CIMENTACIONES ... 909
9.8.1 Encepados ... 909
9.8.2 Zapatas de pilares y muros ... 909
9.8.2.1 Generalidades ... 909
9.8.2.2 Anclaje de barras ... 910
9.8.3 Vigas de atado ... 911
9.8.4 Zapatas de pilares sobre roca ... 911
9.9 REGIONES CON DISCONTINUIDAD EN LA GEOMETRÍA O EN LAS ACCIONES ... 912
9.10 ARMADURAS DE ATADO ... 912
9.10.1 Generalidades ... 912
9.10.2 Dimensionamiento de las armaduras de atado ... 913
9.10.2.1 Generalidades ... 913
9.10.2.2 Armaduras de atado perimetrales ... 913
9.10.2.3 Armaduras de atado interiores ... 913
9.10.2.4 Armaduras de atado horizontales de pilares y/o muros ... 914
9.10.2.5 Armaduras de atado verticales ... 914
9.10.3 Continuidad y anclaje de las armaduras de atado ... 915
10 REGLAS ADICIONALES PARA ELEMENTOS Y ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN ... 915
10.1 GENERALIDADES ... 915
10.1.1 Términos específicos utilizados en este capítulo ... 915
10.2 BASES DEL CÁLCULO, REQUISITOS FUNDAMENTALES ... 916
10.3 MATERIALES ... 916
10.3.1 Hormigón ... 916
10.3.1.1 Resistencia ... 916
10.3.1.2 Fluencia y retracción ... 916

10.3.2 Armadura activa ... 917
10.3.2.1 Propiedades mecánicas de la armadura activa ... 917
10.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL ... 917
10.5.1 Generalidades ... 917
10.5.2 Pérdidas del pretensado ... 918
10.9 REGLAS PARTICULARES PARA EL CÁLCULO Y DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO ... 918
10.9.1 Momentos de empotramiento en losas ... 918
10.9.2 Unión de muro con forjado ... 918
10.9.3 Sistemas de forjados ... 919
10.9.4 Uniones y apoyos de los elementos prefabricados ... 920
10.9.4.1 Materiales ... 920
10.9.4.2 Reglas generales para el dimensionamiento y definición de los detalles relativos a las uniones ... 921
10.9.4.3 Uniones que transmiten esfuerzos de compresión ... 921
10.9.4.4 Uniones que transmiten los esfuerzos cortantes ... 922
10.9.4.5 Uniones que transmiten momentos flectores o esfuerzos de tracción. ... 922
10.9.4.6 Juntas a media madera ... 923
10.9.4.7 Anclaje de las armaduras en los apoyos ... 923
10.9.5 Apoyos ... 924
10.9.5.1 Generalidades ... 924
10.9.5.2 Apoyos para elementos conectados (no aislados) ... 924
10.9.5.3 Apoyos para elementos aislados ... 926
10.9.6 Cimentaciones en cáliz ... 926
10.9.6.1 Generalidades ... 926
10.9.6.2 Cáliz con llaves en su superficie ... 926
10.9.6.3 Cálices con superficies lisas ... 927
10.9.7 Sistemas de atado ... 928

11 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN CON ÁRIDOS LIGEROS ... 928

11.1 GENERALIDADES ... 928
11.1.1 Alcance ... 928
11.1.2 Notación específica ... 928
11.2 BASES DE CÁLCULO ... 928
11.3 MATERIALES ... 928
11.3.1 Hormigón ... 928
11.3.2 Deformación elástica ... 929
11.3.3 Fluencia y retracción ... 931
11.3.4 Diagramas tensión-deformación para el análisis estructural no lineal ... 931
11.3.5 Valores de cálculo de las resistencias a tracción y a compresión ... 931
11.3.6 Diagrama tensión-deformación para el cálculo de las secciones ... 931
11.3.7 Hormigón confinado ... 931
11.4 DURABILIDAD Y RECUBRIMIENTO DE LA ARMADURA ... 932
11.4.1 Condiciones ambientales ... 932
11.4.2 Recubrimiento y propiedades del hormigón ... 932
11.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL ... 932
11.5.1 Capacidad de giro ... 932
11.6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS ... 932
11.6.1 Elementos que no requieren armadura de cortante ... 932
11.6.2 Elementos que requieren armadura de cortante ... 932
11.6.3 Torsión ... 933
11.6.3.1 Procedimiento de cálculo ... 933

11.6.4 Punzonamiento *933*
11.6.4.1 Resistencia a punzonamiento de losas y bases de pilares sin armadura de cortante 933
11.6.4.2 Resistencia a punzonamiento de losas y bases de pilares con armadura de cortante 933
11.6.5 Áreas parcialmente cargadas *933*
11.6.6 Fatiga *934*
11.7 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO 934
11.8 DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE ARMADO. GENERALIDADES 934
11.8.1 Diámetros admisibles de los mandriles para el doblado de las barras *934*
11.8.2 Tensión última de adherencia *934*
11.9 DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE ARMADO DE LOS ELEMENTOS Y REGLAS PARTICULARES 934
11.10 REGLAS ADICIONALES PARA ELEMENTOS Y ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO 934
11.11 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN EN MASA Y LIGERAMENTE ARMADO 934

12 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN EN MASA Y LIGERAMENTE ARMADO 934

12.1 GENERALIDADES 934
12.3 MATERIALES 935
12.3.1 Hormigón: hipótesis de cálculo adicionales *935*
12.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL: ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS 935
12.6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS 935
12.6.1 Resistencia de cálculo a flexión y a esfuerzo axil *935*
12.6.2 Fallo local *936*
12.6.3 Cortante *936*
12.6.4 Torsión *937*
12.6.5 Estados Límite Últimos inducidos por deformación estructural (pandeo) *937*
12.6.5.1 Esbeltez de pilares y muros 937
12.6.5.2 Método simplificado de cálculo para muros y pilares 938
12.7 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO 939
12.9 DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO DE LOS ELEMENTOS Y REGLAS PARTICULARES 939
12.9.1 Elementos estructurales *939*
12.9.2 Juntas de construcción *940*
12.9.3 Zapatas corridas y aisladas *940*

APÉNDICE A RECOMENDACIONES PARA LA MODIFICACIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE LOS MATERIALES ... 941

A.1 GENERALIDADES 941
A.2 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN IN SITU 941
A.2.1 Reducción basada en el control de calidad e imperfecciones reducidas *941*
A.2.2 Reducción basada en la utilización de datos geométricos reducidos o medidos en el cálculo *941*
A.2.3 Reducción basada en la evaluación de la resistencia del hormigón en la estructura finalizada *942*
A.3 PRODUCTOS PREFABRICADOS 942
A.3.1 Generalidades *942*
A.3.2 Coeficientes parciales para los materiales *942*
A.4 ELEMENTOS PREFABRICADOS 942

APÉNDICE B MÉTODOS RECOMENDADOS PARA ESTIMAR LA DEFORMACIÓN DE FLUENCIA Y RETRACCIÓN 943

B.1 ECUACIONES BÁSICAS PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE DE FLUENCIA 943
B.2 ECUACIONES BÁSICAS PARA DETERMINAR LA DEFORMACIÓN DE RETRACCIÓN POR SECADO 944

APÉNDICE C PROPIEDADES DEL ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS ADECUADAS PARA SU UTILIZACIÓN CON ESTE ANEJO 946

APÉNDICE D PROPUESTA DE MÉTODO DE CÁLCULO DETALLADO DE LAS PÉRDIDAS POR RELAJACIÓN DEL PRETENSADO947

D.1 GENERALIDADES 947

APÉNDICE E CLASES RESISTENTES INDICATIVAS PARA LA DURABILIDAD 948

E.1 GENERALIDADES 948

APÉNDICE F EXPRESIONES RECOMENDADAS PARA LA ARMADURA DE TRACCIÓN BAJO CONDICIONES DE TENSIÓN PLANA 950

F.1 GENERALIDADES 950

APÉNDICE G RECOMENDACIONES PARA LA CONSIDERACIÓN DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA 952

G.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES 952

G.1.1 Generalidades 952

G.1.2 Niveles de análisis 952

APÉNDICE H PROPUESTA PARA LA CONSIDERACIÓN DE LOS EFECTOS GLOBALES DE SEGUNDO ORDEN EN LAS ESTRUCTURAS 954

H.1 CRITERIOS PARA DESPRECIAR LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN 954

H.1.1 Generalidades 954

H.1.2 Sistema de arriostramiento sin deformaciones significativas de cortante 954

H.1.3 Sistema de arriostramiento con deformaciones significativas de cortante 955

H.2 MÉTODOS DE CÁLCULO DE LOS EFECTOS GLOBALES DE SEGUNDO ORDEN 956

APÉNDICE I RECOMENDACIONES PARA EL ANÁLISIS DE LOSAS PLANAS Y PANTALLAS 957

I.1 LOSAS PLANAS 957

I.1.1 Generalidades 957

I.1.2 Cálculo del pórtico equivalente 957

I.1.3 Distribución irregular de los pilares 958

I.2 PANTALLAS 958

APÉNDICE J EJEMPLOS DE DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO PARA SITUACIONES PARTICULARES 960

J.1 ARMADURA DE PIEL 960

J.2 ESQUINAS DE PÓRTICOS 960

J.2.1 Generalidades 960

J.2.2 Esquinas de pórticos con momentos negativos 961

J.2.3 Esquinas de pórticos con momentos positivos 961

J.3 MÉNSULAS CORTAS 962

1 Generalidades

1.1 Alcance

1.1.1 Alcance de los Anejos 19 a 21 del Código Estructural sobre Proyecto de estructuras de hormigón.

(1) Los Anejos 19 a 21 del Código Estructural son de aplicación a proyectos de edificación y obra civil de obras de hormigón en masa, armado y pretensado. Cumplen con los principios y requisitos de seguridad y servicio establecidos en el Capítulo 3, así como con las bases de cálculo y comprobación establecidas en el Anejo 18 del Código Estructural.

(2) Estos anejos únicamente hacen referencia a los requisitos de resistencia, comportamiento en servicio, durabilidad y resistencia al fuego de las estructuras de hormigón. No se consideran otros requisitos como, por ejemplo, los relativos al aislamiento térmico o acústico.

(3) Los Anejos 19 a 21 del Código Estructural están planteados para su utilización de forma conjunta con el resto de este Código.

NOTA: La numeración de los apartados de este Anejo en ocasiones no es consecutiva, a semejanza de la estructura de la correspondiente norma de Eurocódigo.

1.1.2 Alcance del Anejo 19

(1) El Anejo 19 establece unas bases generales para el proyecto de estructuras de hormigón en masa, armado y pretensado, elaboradas con áridos normales y ligeros, así como criterios específicos para su empleo en edificación.

(2) En este anejo se tratan las siguientes materias:

Apartado 1: Generalidades.

Apartado 2: Bases de proyecto.

Apartado 3: Materiales.

Apartado 4: Durabilidad y recubrimiento de las armaduras.

Apartado 5: Análisis estructural.

Apartado 6: Estados Límite Últimos (ELU).

Apartado 7: Estados Límite de Servicio (ELS).

Apartado 8: Detalles de armado para armaduras pasivas y activas. Generalidades.

Apartado 9: Detalles de armado de elementos y reglas particulares.

Apartado 10: Reglas adicionales para elementos y estructuras prefabricadas de hormigón.

Apartado 11: Estructuras de hormigón con áridos ligeros.

Apartado 12: Estructuras de hormigón en masa y ligeramente armado.

(3) Los apartados 1 y 2 incluyen requisitos adicionales a los establecidos en el Anejo 18 de este Código Estructural.

(4) Este anejo no contempla:

- la utilización de armaduras lisas,
- la resistencia al fuego;
- aspectos particulares de edificaciones especiales (como edificios altos),

- aspectos particulares de determinados tipos de obra civil (como viaductos, puentes, presas, depósitos a presión, plataformas offshore o balsas de almacenamiento de líquidos),
- elementos de hormigón sin finos u hormigón celular, así como aquellos fabricados con áridos pesados o que contengan perfiles de acero estructural (véanse los Anejos 30 a 32 del Código Estructural para estructuras mixtas de hormigón y acero).

1.2 Normativa de referencia

Las normas citadas en este anejo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 de este Código Estructural.

1.3 Hipótesis

(1) Además de las hipótesis generales del Anejo 18 serán de aplicación las siguientes:

- Las estructuras están calculadas por personal debidamente cualificado y con experiencia.
- Se establece una supervisión y control de calidad adecuados en fábrica, en plantas y en obra.
- La construcción se lleva a cabo por personal cualificado y con experiencia.
- Los materiales y productos de construcción se utilizan según se especifica en este Código Estructural.
- El mantenimiento de la estructura es el adecuado.
- La estructura se utiliza de acuerdo con las instrucciones del proyecto.
- Se cumplen los requisitos de ejecución establecidos en el Capítulo 11 de este Código Estructural.

1.5 Definiciones

1.5.1 Generalidades

(1) Serán de aplicación los términos y definiciones que se establecen en el Anejo 18 de este Código Estructural.

1.5.2 Términos y definiciones adicionales utilizadas en este anejo

1.5.2.1 Estructuras prefabricadas

Las estructuras prefabricadas son aquellas que están formadas por elementos estructurales fabricados en un lugar diferente al de su emplazamiento final. En la estructura, los elementos se unen para asegurar la integridad estructural.

1.5.2.2 Elementos de hormigón en masa o ligeramente armados

Elementos estructurales de hormigón que no tienen armadura (hormigón en masa) o tienen una cuantía inferior a la mínima establecida en el apartado 9.

1.5.2.3 Armaduras activas no adherentes y externas

Armadura activa no adherente en elementos postesados cuyas vainas se encuentran sin inyectar de forma permanente y armadura activa externa a la sección transversal de hormigón (que puede embeberse en el hormigón tras el tesado o tener una membrana de protección).

1.5.2.4 Pretensado

Proceso consistente en la aplicación de fuerzas a la estructura de hormigón mediante el tesado de la armadura activa incorporada al elemento de hormigón. El concepto de "pretensado" se utiliza generalmente para referirse a todos los efectos permanentes del proceso de pretensado, que comprende tanto los esfuerzos en las secciones como las deformaciones de la estructura. En este anejo no se consideran otros significados para el pretensado.

1.6 Notación

En este anejo se utiliza la siguiente notación:

Letras latinas mayúsculas:

A	Acción accidental
A	Área de la sección transversal
A_c	Área de la sección transversal de hormigón
A_p	Área de la armadura activa
A_s	Área de la armadura pasiva
$A_{s,min}$	Área mínima de armadura pasiva
A_{sw}	Área de la armadura de cortante
D	Diámetro del mandril
D_{Ed}	Coeficiente de daño por fatiga
E	Efecto de una acción
$E_c, E_{c(28)}$	Módulo de elasticidad tangente de un hormigón de densidad normal a una tensión de $\sigma c = 0$a la edad de 28 días
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidad efectivo del hormigón
E_{cd}	Valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón
E_{cm}	Módulo de elasticidad secante del hormigón
$E_c(t)$	Módulo de elasticidad tangente de un hormigón de densidad normal a una tensión de $\sigma c = 0$ a la edad de t días
E_p	Valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura activa
E_s	Valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura pasiva
EI	Rigidez a flexión
ELS	Estado Límite de Servicio
ELU	Estado Límite Último
EQU	Equilibrio estático
F	Acción
F_d	Valor de cálculo de una acción
F_k	Valor característico de una acción
G_k	Valor característico de una acción permanente

I	Momento de inercia de la sección de hormigón
L	Longitud
M	Momento flector
M_{Ed}	Momento flector de cálculo
N	Esfuerzo axil o normal
N_{Ed}	Esfuerzo axil de cálculo (tracción o compresión)
P	Fuerza de pretensado
P_0	Fuerza inicial en el extremo activo de la armadura activa en el momento inmediatamente después de la puesta en tensión
Q_k	Valor característico de una acción variable
Q_{fat}	Valor característico de una carga de fatiga
R	Resistencia
S	Esfuerzos y momentos internos
S	Momento estático
T	Momento torsor
T_{Ed}	Momento torsor de cálculo
V	Esfuerzo cortante
V_{Ed}	Esfuerzo cortante de cálculo

Letras latinas minúsculas

a	Distancia
a	Datos geométricos
Δa	Tolerancia para los datos geométricos
b	Ancho de una sección, o ancho real del ala de una viga en T o en L
b_w	Ancho del alma en vigas T, I o L
d	Diámetro; canto
d	Canto útil de una sección
d_g	Tamaño máximo del árido
e	Excentricidad
f_c	Resistencia del hormigón a compresión
f_{cd}	Resistencia de cálculo del hormigón a compresión
f_{ck}	Resistencia característica a compresión del hormigón sobre probeta cilíndrica a los 28 días
f_{cm}	Valor medio de la resistencia a compresión del hormigón sobre probeta cilíndrica
f_{ctk}	Resistencia característica del hormigón a tracción
f_{ctm}	Valor medio de la resistencia del hormigón a tracción

f_p	Resistencia a tracción de la armadura activa
f_{pk}	Resistencia característica a tracción de la armadura activa
$f_{p0,1}$	Límite elástico convencional al 0,1% del acero de pretensado
$f_{p0,1k}$	Límite elástico característico al 0,1% del acero de pretensado
$f_{0,2k}$	Límite elástico característico al 0,2% de la armadura pasiva
f_t	Resistencia a tracción de la armadura pasiva
f_{tk}	Resistencia característica a tracción de la armadura pasiva
f_y	Límite elástico de la armadura pasiva
f_{yd}	Límite elástico de cálculo de la armadura pasiva
f_{yk}	Límite elástico característico de la armadura pasiva
f_{ywd}	Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante
h	Altura
h	Canto total de la sección
i	Radio de giro
k	Coeficiente; factor
l	Longitud, vano o altura
m	Masa
r	Radio
$1/r$	Curvatura de una sección particular
t	Espesor
t	Instante de tiempo considerado
t_0	Edad del hormigón al comienzo de la puesta en carga
u	Perímetro de la sección de hormigón, que tiene un área A_c
u, v, w	Componentes de desplazamiento de un punto
x	Profundidad de la fibra neutra
x, y, z	Coordenadas
z	Brazo mecánico de los esfuerzos

Letras griegas minúsculas

α	Ángulo; ratio
β	Ángulo, ratio; coeficiente
γ	Coeficiente parcial
γ_A	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones accidentales A
γ_C	Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón
γ_F	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones, F

$\gamma_{F,fat}$	Coeficiente parcial de seguridad parcial para las acciones de fatiga
$\gamma_{C,fat}$	Coeficiente parcial de seguridad parcial para la fatiga del hormigón
γ_G	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones permanentes, G
γ_M	Coeficiente parcial de seguridad para una propiedad del material, teniendo en cuenta sus incertidumbres, la desviación geométrica y el modelo de cálculo utilizado
γ_P	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones de pretensado, P
γ_Q	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones variables, Q
γ_S	Coeficiente parcial de seguridad para las armaduras pasivas o activas
$\gamma_{S,fat}$	Coeficiente parcial de seguridad para las armaduras activas bajo carga cíclica
γ_f	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones, pero sin tener en cuenta las incertidumbres del modelo
γ_g	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones permanentes, pero sin tener en cuenta las incertidumbres del modelo
γ_m	Coeficientes parciales para la propiedad de un material, teniendo en cuenta únicamente las incertidumbres de esa propiedad
δ	Incremento; coeficiente de redistribución
ζ	Coeficiente de reducción o de distribución
ε_c	Deformación del hormigón a compresión
ε_{c1}	Deformación del hormigón a compresión bajo tensión máxima f_c
ε_{cu}	Deformación última del hormigón a compresión
ε_u	Deformación de la armadura pasiva o activa bajo carga máxima
ε_{uk}	Deformación característica de la armadura pasiva o activa bajo carga máxima
θ	Ángulo
λ	Esbeltez
μ	Coeficiente de rozamiento entre las armaduras activas y sus vainas
ν	Coeficiente de Poisson
ν	Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por cortante
ξ	Relación entre la resistencia adherente de la armadura activa y pasiva
ρ	Densidad seca del hormigón (mediante secado en estufa) en kg/m^3
ρ_{1000}	Valor de la pérdida por relajación (en %) a 1000 horas después de la puesta en carga a una temperatura media de 20°C
ρ_l	Cuantía de armadura longitudinal
ρ_w	Cuantía de armadura de cortante
σ_c	Tensión de compresión en el hormigón
σ_{cp}	Tensión de compresión en el hormigón para esfuerzos normales o de pretensado
σ_{cu}	Tensión de compresión en el hormigón correspondiente a la deformación última ε_{cu}
τ	Tensión tangencial de torsión

ϕ	Diámetro de una barra de armadura o de una vaina de pretensado
ϕ_n	Diámetro equivalente de un grupo de barras de armadura
$\varphi\ (t, t_0)$	Coeficiente de fluencia definido entre un tiempo t y t_0 relativo a una deformación elástica a los 28 días
$\varphi(\infty, t_0)$	Coeficiente de fluencia a tiempo infinito
ψ	Coeficientes que definen los valores representativos de las acciones variables
- ψ_0	para los valores de combinación,
- ψ_1	para los valores frecuentes,
- ψ_2	para los valores cuasi-permanentes.

2 Bases de cálculo

2.1 Requisitos

2.1.1 Requisitos básicos

(1) El cálculo de las estructuras de hormigón se realizará de acuerdo con las reglas generales establecidas en el Anejo 18 de este Código Estructural.

(2) Serán también de aplicación las disposiciones complementarias establecidas en este apartado para las estructuras de hormigón.

(3) Se considerará que las estructuras de hormigón satisfacen los requisitos básicos del Artículo 5 de este Código Estructural, cuando se aplique de forma conjunta lo siguiente:

- cálculo por el método de los estados límite junto con el método de los coeficientes parciales, de acuerdo con el Anejo 18,
- acciones de acuerdo con la reglamentación específica vigente,
- combinación de acciones de acuerdo con el Anejo 18 y
- resistencia, durabilidad y comportamiento en servicio de acuerdo con este anejo.

NOTA: Los requisitos para la resistencia al fuego (véanse el apartado 5 de Anejo 18 y el Anejo 20 del Código Estructural), pueden dictar un tamaño de los elementos estructurales mayor al requerido para la resistencia a temperatura normal.

2.1.2 Gestión de la fiabilidad

(1) Las normas para la gestión de la fiabilidad se establecen en el apartado 2 del Anejo 18 de este Código Estructural.

(2) Se considera que un cálculo realizado con el método de los coeficientes parciales de acuerdo con este anejo (véase el apartado 2.4), así como con el método de los coeficientes parciales establecido en los apéndices del Anejo 18 de este Código Estructural conlleva un nivel de fiabilidad de Clase RC2.

NOTA: Para más información véase los Apéndices B y C del Anejo 18.

2.1.3 Vida útil de proyecto, durabilidad y gestión de la calidad

(1) Las reglas relativas a la vida útil de proyecto, la durabilidad y la gestión de la calidad se establecen en el Artículo 5 de este Código Estructural y en el apartado 2 del Anejo 18.

2.2 Principios del cálculo en estados límite

(1) Las reglas para el cálculo de los estados límite se establecen en el Capítulo 3 de este Código Estructural y en el apartado 3 del Anejo 18.

2.3 Variables básicas

2.3.1 Acciones e influencia de las condiciones ambientales

2.3.1.1 Generalidades

(1) Las acciones a considerar en el cálculo, podrán obtenerse de la reglamentación específica de acciones o, en su defecto, de los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

NOTA 2: Las acciones específicas de este anejo se establecen en las secciones correspondientes.

NOTA 3: Las acciones correspondientes a la presión de tierras o de agua serán responsabilidad del autor del proyecto.

NOTA 4: Cuando se tengan en cuenta movimientos diferenciales se utilizarán los valores apropiados, que se estimen a partir de los movimientos previstos.

NOTA 5: Cuando sea pertinente, podrán definirse otras acciones en las especificaciones técnicas para un proyecto en particular.

2.3.1.2 Efectos térmicos

(1) Los efectos térmicos se deben tener en cuenta cuando se comprueben los Estados Límite de Servicio.

(2) Para los Estados Límite Últimos los efectos térmicos únicamente se tendrán en cuenta cuando sean significativos (por ejemplo en condiciones de fatiga, comprobación de estabilidad en el caso de que los efectos de segundo orden sean importantes, etc.). En otros casos no es necesario considerarlos, siempre que la ductilidad y la capacidad de giro de los elementos sean suficientes.

(3) Cuando se tengan en cuenta los efectos térmicos, se considerarán como una acción variable, afectada de un coeficiente parcial de seguridad y de un coeficiente Ψ.

NOTA: El coeficiente Ψ se define en el a18 de este Código Estructural y en la reglamentación específica vigente.

2.3.1.3 Asientos/movimientos diferenciales

(1) Los asientos/movimientos diferenciales de la estructura, debidos al hundimiento del terreno, se clasificarán como una acción permanente, G_{set} que se introducirá como tal en las combinaciones de acciones. En general, G_{set} se representa mediante un conjunto de valores que se corresponden con las diferencias (comparadas respecto a un nivel de referencia) de los asientos/movimientos diferenciales entre las cimentaciones individuales o parte de ellas, $d_{set,i}$ (donde *i* representa el número de la cimentación individual o parte de la cimentación).

NOTA: Cuando se tengan en cuenta los asientos diferenciales, deben emplearse los valores apropiados a partir de la estimación de los asientos.

(2) Los efectos de los asientos diferenciales deben tenerse en cuenta para la comprobación de los Estados Límite de Servicio.

(3) Para los Estados Límite Últimos, únicamente deben considerarse en el caso de que sean significativos (por ejemplo en condiciones de fatiga, comprobación de estabilidad en el caso de que los efectos de segundo orden sean importantes, etc.). En otros casos no tienen por qué considerarse, siempre que la ductilidad y la capacidad de giro de los elementos sean suficientes.

(4) Cuando se tengan en cuenta los asientos diferenciales, se tendrá que aplicar un coeficiente de seguridad para los efectos de dichos asientos.

NOTA: El valor del coeficiente parcial de seguridad para los efectos de los asientos se define en el correspondiente apéndice del Anejo 18 de este Código Estructural.

2.3.1.4 Pretensado

(1) El pretensado considerado en este anejo se aplica mediante una armadura activa de acero de alta resistencia (alambres, cordones y barras).

(2) La armadura activa puede estar embebida en el hormigón. A su vez, puede ser pretesada adherente o postesada adherente o no adherente.

(3) Las armaduras activas también pueden ser exteriores a la estructura, con puntos de contacto con esta en los desviadores y anclajes.

(4) Las disposiciones relativas al pretensado se encuentran en el apartado 5.10 de este anejo.

2.3.2 Propiedades de materiales y productos

2.3.2.1 Generalidades

(1) Las reglas para las propiedades de materiales y productos se establecen en el Capítulo 5, en el Titulo 2 y en el apartado 4 del Anejo 18 de este Código Estructural.

(2) Las disposiciones para el hormigón, así como para las armaduras pasivas y activas, se establecen en el apartado 3 de este anejo.

2.3.2.2 Retracción y fluencia

(1) La fluencia y la retracción son propiedades del hormigón dependientes del tiempo. Sus efectos deben tenerse en cuenta para la comprobación de los Estados Límite de Servicio.

(2) Los efectos de la retracción y la fluencia únicamente deben considerarse en los Estados Límite Últimos cuando sus efectos sean significativos, por ejemplo en la comprobación del Estado Límite Último de inestabilidad, en el caso de que los efectos de segundo orden sean importantes, etc. En otros casos, estos efectos no necesitan ser considerados, siempre que la ductilidad y la capacidad de giro los elementos sean suficientes.

(3) Cuando se tenga en cuenta la fluencia, sus efectos de cálculo se deberán evaluar bajo la combinación cuasi-permanente de acciones, independientemente de la situación de cálculo considerada (permanente, transitoria o accidental).

NOTA: En la mayoría de los casos, los efectos de la fluencia pueden evaluarse bajo la acción de las cargas permanentes y el valor medio de pretensado.

2.3.3 Deformaciones del hormigón

(1) Se considerarán en el cálculo las consecuencias de la deformación debida a la temperatura, fluencia y retracción.

(2) La influencia de estos efectos se tiene en cuenta a través del cumplimiento de las reglas de aplicación de este anejo. Se prestará también atención a:

- minimizar la deformación y fisuración debida a los movimientos a edades tempranas, fluencia y retracción, a través de la composición adecuada del hormigón;
- minimizar la coacción de las deformaciones mediante la disposición de apoyos o juntas;
- si existen coacciones se deberá comprobar que su influencia en el cálculo.

(3) En estructuras de edificación habituales pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de $40\,m$ de longitud.

NOTA: Para estructuras de hormigón prefabricado, el valor puede ser mayor que en estructuras in situ, ya que una parte de la fluencia y retracción tiene lugar antes del montaje.

2.3.4 Parámetros geométricos

2.3.4.1 Generalidades

(1) Las reglas para los parámetros geométricos se establecen en el apartado 4 del Anejo 18 del Código Estructural.

2.3.4.2 Requisitos complementarios para pilotes ejecutados in situ

Las cimentaciones profundas quedan fuera del ámbito de este Código Estructural.

2.4 Comprobación mediante el método de los coeficientes parciales de seguridad

2.4.1 Generalidades

(1) Las reglas para el método de coeficientes parciales de seguridad se establecen en el apartado 6 del Anejo 18 de este Código Estructural.

2.4.2 Valores de cálculo

2.4.2.1 Coeficiente parcial de seguridad para la retracción

(1) En el caso de que sea necesario considerar las acciones de retracción para el Estado Límite Último, deberá utilizarse un coeficiente parcial $\gamma_{sh} = 1{,}00$.

2.4.2.2 Coeficientes parciales de seguridad para el pretensado

(1) En la mayoría de las situaciones el pretensado está diseñado para ser favorable y para la comprobación en Estado Límite Último se utilizará el coeficiente $\gamma_{P,fav}$. Su valor será $\gamma_{P,fav} = 1{,}00$ para las situaciones de cálculo transitoria y accidental, pudiendo también emplearse para la comprobación de fatiga. El valor de cálculo del pretensado se puede tomar como el valor medio de la fuerza de pretensado (véase el apartado 4 del Anejo 18 del Código Estructural).

(2) En la comprobación de estado límite de inestabilidad con pretensado exterior, si un incremento del valor de pretensado puede ser desfavorable, deberá utilizarse $\gamma_{P,unfav} = 1{,}3$.

(3) En la comprobación de los efectos locales se debe utilizar $\gamma_{P,unfav} = 1{,}2$.

NOTA: Los efectos locales provocados por el anclaje de la armadura de pretensado son considerados en el apartado 8.10.2 de este anejo.

2.4.2.3 Coeficiente parcial de seguridad para las cargas de fatiga

(1) El coeficiente parcial de seguridad para las cargas de fatiga es $\gamma_{F,fat} = 1{,}00$.

2.4.2.4 Coeficientes parciales de seguridad para los materiales

(1) Para los Estados Límite Últimos se deben utilizar los coeficientes parciales de seguridad para los materiales, γ_c y γ_s.

NOTA: Los valores de estos coeficientes parciales de seguridad, para las situaciones de cálculo permanente, transitoria y accidental, se indican en la tabla A19.2.1. Estos valores no son válidos para el cálculo de estructuras frente al fuego, que deberá realizarse de acuerdo con el Anejo 20 de este Código Estructural.

Para las comprobaciones relativas al estado límite de fatiga, se adoptan como valores para $\gamma_{C,fat}$ y $\gamma_{S,fat}$ los valores de los coeficientes parciales para las situaciones permanentes que se establecen en la tabla A19.2.1.

Tabla A19. 2.1 Coeficientes parciales de seguridad para los materiales para Estados Límite Últimos.

Situación de cálculo	γ_C hormigón	γ_S armaduras pasivas	γ_S armaduras activas
Permanente o Transitoria	1,5	1,15	1,15
Accidental	1,3	1,0	1,0

(2) Para la comprobación en Estado Límite de Servicio los valores de los coeficientes parciales de seguridad de los materiales, serán los indicados en los apartados correspondientes de los Anejos 19 a 21.

(3) Pueden utilizarse valores menores de γ_C y γ_S si se justifica mediante medidas de reducción de la incertidumbre en la resistencia calculada.

NOTA: La información se establece en el Apéndice A.

2.4.2.5 Coeficientes parciales de seguridad para los materiales en cimentaciones

(1) Los valores de cálculo de las características resistentes del suelo deben calcularse de acuerdo con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados, o en base a la reglamentación específica vigente, en su caso.

2.4.2.6 Modificación del coeficiente parcial de seguridad del acero

(1) Se podrá reducir el coeficiente parcial de seguridad del acero hasta 1,10, cuando se cumplan, al menos, dos de las siguientes condiciones:

a) que la ejecución de la estructura se controle con nivel intenso, de acuerdo con lo establecido en el apartado 22.4 de este Código Estructural y que las tolerancias de colocación de la armadura sean conformes con las definidas explícitamente en el proyecto, las cuales deberán ser, al menos, igual de exigentes que las indicadas en el apartado 6 del Anejo 14 de este Código Estructural,

b) que las armaduras pasivas o activas, según el caso, estén en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, conforme con el Artículo 18 del Código Estructural, o que formen parte de un elemento prefabricado que ostente un distintivo de calidad oficialmente reconocido con nivel de garantía conforme con el citado artículo,

c) que el acero para las armaduras pasivas, o el acero de armaduras activas, según el caso, estén en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, conforme con el Artículo 18 del Código Estructural.

2.4.2.7 Modificación del coeficiente parcial de seguridad del hormigón

(1) Se podrá reducir el coeficiente parcial de seguridad del hormigón hasta 1,40 en el caso general y hasta 1,35 en el caso de elementos prefabricados, cuando se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

a) que la ejecución de la estructura se controle con nivel intenso, de acuerdo con lo establecido en el apartado 22.4 de este Código Estructural y que las desviaciones en la geometría de la sección transversal respecto a las nominales del proyecto sean conformes con las definidas explícitamente en el proyecto, las cuales deberán ser, al menos, igual de exigentes que las indicadas las indicadas en el apartado 6 del Anejo 14 de este Código Estructural, y

b) que el hormigón esté en posición de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, con nivel

de garantía conforme con el Artículo 18 del Código Estructural, o que formen parte de un elemento prefabricado que ostente un distintivo de calidad oficialmente reconocido conforme con el citado artículo.

2.4.3 Combinación de acciones

(1) El formato general para la combinación de acciones en Estado Límite Último y en Estado Límite de Servicio se establece en el apartado 6 del Anejo 18 de este Código Estructural.

NOTA 1: La expresión detallada para la combinación de acciones se establece en los apéndices del Anejo 18 de este Código Estructural.

NOTA 2: La combinación de acciones para la comprobación de fatiga se establece en el apartado 6.8.3.

(2) Para cada acción permanente, debe aplicarse en toda la estructura tanto el valor de cálculo inferior como el superior (el que produzca el efecto más desfavorable). Un ejemplo es el peso propio de la estructura.

NOTA: Pueden existir varias excepciones a esta regla (por ejemplo, en la comprobación del equilibrio estático, véase el apartado 6 del Anejo 18 de este Código Estructural). En tales casos puede utilizarse un conjunto diferente de coeficientes (Conjunto A).

2.4.4 Comprobación del equilibrio estático - EQU

(1) El formato de fiabilidad para la comprobación del equilibrio estático también es de aplicación a las situaciones de cálculo de EQU, tales como los dispositivos de sujeción o la comprobación del levantamiento de apoyos en vigas continuas.

NOTA: La información se establece en el Apéndice A del Anejo 18 del Código Estructural.

2.5 Proyecto asistido por ensayos

(1) El proyecto de estructuras o elementos estructurales puede hacerse basado en ensayos.

NOTA: La información se establece en el apartado 5 y en el Apéndice D del Anejo 18 de este Código Estructural.

2.6 Requisitos complementarios para cimentaciones

(1) Cuando la interacción terreno-estructura tenga una influencia significativa sobre los efectos de las acciones de la estructura, se deberán considerar las propiedades del terreno y los efectos en la interacción de acuerdo con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

(2) Cuando sea probable la existencia de asientos diferenciales significativos se comprobará su influencia sobre los efectos de las acciones en la estructura.

NOTA 1: Puede utilizarse el Apéndice G para la modelización de la interacción terreno-estructura.

NOTA 2: En general, los métodos sencillos, que no tienen en cuenta los efectos de la deformación del terreno, son apropiados para la mayoría de los cálculos de estructuras.

(3) Las cimentaciones de hormigón se dimensionarán de acuerdo con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere adecuados, o con la reglamentación específica vigente, en su caso.

(4) Cuando corresponda, el cálculo deberá incluir los efectos de fenómenos como la subsidencia, levantamiento de tierras, helada, deshielo, erosión, etc.

2.7 Requisitos para anclajes

(1) Se deberán considerar los efectos locales y estructurales de los anclajes.

3 Materiales

3.1 Hormigón

3.1.1 Generalidades

(1) Se tendrá en cuenta lo establecido en el Artículo 33 de este Código, así como los principios y reglas para hormigones convencionales y de alta resistencia que se indican en las siguientes cláusulas.

(2) Las recomendaciones para los hormigones con fibras, con áridos ligeros o proyectados se establecen en los Anejos 7, 8 y 9 de este Código.

3.1.2 Resistencia

(1) La resistencia a compresión del hormigón se indica mediante clases resistentes que se relacionan con la resistencia característica (5%) medida en probeta cilíndrica f_{ck} , de acuerdo a lo establecido en el apartado 33.3.

(2) Las clases resistentes en este Código se basan en la resistencia característica sobre probeta cilíndrica, f_{ck}, determinada a los 28 días, con un valor máximo de 90 N/mm^2.

(3) Las resistencias características, f_{ck}, y las correspondientes características mecánicas para el cálculo, se indican en la tabla A19.3.1.

(4) En ciertas ocasiones (por ejemplo en el pretensado), puede ser conveniente evaluar la resistencia a compresión del hormigón antes o después de 28 días, sobre probetas de ensayo conservadas en condiciones diferentes a las indicadas en la norma UNE-EN 12390-2. En este caso, se tendrá en cuenta lo indicado en el apartado 57.3 de este Código Estructural.

Si la resistencia se determina a una edad $t > 28$ días, los valores α_{cc} y α_{ct} definidos en los apartados 3.1.6(1) y 3.1.6(2), se disminuirán por un factor $k_t = 0{,}85$.

(5) Cuando se requiera especificar la resistencia a compresión del hormigón $f_{ck}(t)$,a una determinada edad, t, (por ejemplo para operaciones de desmoldado, transferencia del pretensado, etc.), se empleará el siguiente criterio:

$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8(N/mm^2)$ para $3 < t < 28$ días

$f_{ck}(t) = f_{ck}$ para $t \geq 28$ días

Para obtener valores más precisos, especialmente para $t \leq 3$ días, habrá que basarse en la realización de ensayos.

(6) La resistencia a compresión a una determinada edad *t* depende del tipo de cemento, la temperatura y las condiciones de curado. Para una temperatura media de 20º C y un curado conforme con la norma UNE-EN 12390 la resistencia a compresión a distintas edades $f_{cm}(t)$ se puede estimar mediante las expresiones (3.1) y (3.2).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)\, f_{cm} \qquad (3.1)$$

con:

$$\beta_{cc}(t) = exp\left\{s\left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\} \qquad (3.2)$$

donde:

$f_{cm}(t)$ es la resistencia media a compresión del hormigón a una edad de t días

f_{cm} es la resistencia media a compresión del hormigón a 28 días de acuerdo con la tabla A19.3.1

$\beta_{cc}(t)$ es un coeficiente que depende de la edad del hormigón t

t es la edad del hormigón, en días

s es un coeficiente que depende del tipo de cemento:

$= 0{,}20$ para cementos de clases resistentes CEM 42,5 R, CEM 52,5 N y CEM 52,5 R (Clase R)

$= 0{,}25$ para cementos de clases resistentes CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Clase N)

$= 0{,}38$ para cementos de clase resistente CEM 32,5 N (Clase S)

NOTA: exp{ } tiene el mismo significado que $e^{\{\ \}}$.

Las expresiones (3.1) y (3.2) no podrán utilizarse cuando el hormigón no se ajuste a las especificaciones para la resistencia a compresión a 28 días.

Los criterios contenidos en esta cláusula no pueden utilizarse para justificar una resistencia no conforme con la de referencia que a posteriori a incrementado su valor.

En los casos en los que se aplique un curado al vapor al elemento, véase el apartado 10.3.1.1(3).

(7) La resistencia a tracción se refiere a la mayor tensión alcanzada bajo carga de tracción centrada. Para la obtención de la resistencia a flexo-tracción de referencia véase el apartado 3.1.8(1).

(8) La resistencia a tracción f_{ct} puede estimarse a partir de la resistencia a tracción indirecta $f_{ct,sp}$ mediante la siguiente expresión:

$$f_{ct} = 0{,}9 \times f_{ct,sp} \qquad (3.3)$$

(9) El desarrollo de la resistencia a tracción con el tiempo depende de las condiciones de curado y secado, así como de las dimensiones de los elementos estructurales. Como primera aproximación puede suponerse que la resistencia a tracción $f_{ctm}(t)$ es igual a:

$$f_{ctm}(t) = (\beta cc\,(t))^{\alpha} \cdot f_{ctm} \qquad (3.4)$$

donde:

$\beta_{cc}\,(t)$ se obtiene de la expresión (3.2) y

$\alpha = 1$ para $t < 28$

$\alpha = 2/3$ para $t \geq 28$. El valor para f_{ctm} se establece en la tabla A19.3.1.

NOTA: Cuando el desarrollo de la resistencia a tracción con el tiempo sea importante, se recomienda la realización de ensayos teniendo en cuenta las condiciones de exposición y las dimensiones del elemento estructural.

3.1.3 Deformación elástica

(1) Las deformaciones elásticas del hormigón dependen, en gran medida, de la dosificación (fundamentalmente de los áridos). Los valores que se establecen en este anejo deben considerarse como indicativos para las aplicaciones generales debiendo ser evaluados de forma específica cuando la estructura sea sensible a su variación.

(2) El módulo de elasticidad de un hormigón depende de los módulos de elasticidad de sus componentes. En la tabla A19.3.1 se indican unos los valores aproximados del módulo de elasticidad secante E_{cm}, de hormigones con áridos cuarcíticos para valores comprendidos entre $\sigma_c = 0$ y $0{,}4\, f_{cm}$. Estos valores se reducirán en un 10% cuando se utilicen áridos calizos, en un 30% cuando se utilice arenisca y se incrementaran en un 20% cuando se utilicen áridos basálticos.

Tabla A19.3.1 Características de resistencia y deformación del hormigón

Clases resistentes del hormigón															Relación analítica / Explicación
f_{ck}(N/mm^2)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
f_{cm}(N/mm^2)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm}(t)= f_{ck}(t) + 8$ (N/mm^2)
f_{ctm}(N/mm^2)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30\times f_{ck}^{(2/3)} \leq f_{ck}$ 50 N/mm^2 $f_{ctm}=2,12\cdot \ln(1+(f_{cm}/10)) > f_{ck}$ 50 N/mm^2
$f_{ctk;\,0,05}$ (N/mm^2)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk;0,05}=0,7\times f_{ctm}$ cuantil 5%
$f_{ctk;\,0,95}$ (N/mm^2)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk;0,95}=1,3\times f_{ctm}$ cuantil 95%
E_{cm}($10^3 \cdot$ N/mm^2)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm}=22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm}en N/mm^2)
ε_{c1}(‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 ε_{c1} (‰) = 0,7 $f_{cm}^{0,31} \leq$ 2.8
ε_{cu1}(‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 para $f_{ck} \geq$50 N/mm^2 $\varepsilon_{cu}1$ (‰) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm} /100)]^4
ε_{c2}(‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck} \geq$50 N/mm^2 ε_{c2} (‰) = 2,0 + 0,85[(f_{ck} - 50)]^{0,53}
ε_{cu2}(‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck} \geq$50 N/mm^2 ε_{cu2} (‰) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck}) /100]^4
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para fck≥ 50N/mm^2 n=1,4+23,4[(90 - f_{ck})/100]^4
ε_{c3}(‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck} \geq$ 50 N/mm^2 ε_{c3}(‰)=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]
ε_{cu3}(‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la ffgura A19.3.4 para $f_{ck} \geq$ 50 N/mm^2 ε_{cu3}(‰)=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4

(3) La variación del módulo de elasticidad en función del tiempo puede estimarse como:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0,3} \times E_{cm} \qquad (3.5)$$

donde:

$E_{cm}(t)$ y $f_{cm}(t)$ son valores a una edad de t días, siendo E_{cm} y f_{cm} los valores correspondientes a la edad de 28 días. La relación entre $f_{cm}(t)$ y f_{cm} sigue la expresión (3.1).

(4) El coeficiente de Poisson puede tomarse igual a 0,2 para hormigón sin fisurar e igual a 0 para hormigón fisurado.

(5) Si no se dispone de información más precisa, el coeficiente de dilatación térmica puede tomarse igual a $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$.

3.1.4 Fluencia y retracción

(1) La fluencia y retracción del hormigón dependen de la humedad del ambiente, de las dimensiones de los elementos y de la composición del hormigón. La fluencia depende también de la madurez del hormigón en el momento de puesta en carga y de la magnitud y duración de dicha carga.

(2) El coeficiente de fluencia, $\varphi(t, t_0)$ está relacionado con el módulo tangente, E_c, que puede tomarse como $1{,}05E_{cm}$. Cuando no se necesite una gran precisión, puede tomarse como coeficiente de fluencia el valor obtenido de la figura A19.3.1 siempre que el hormigón no esté sometido a una tensión de compresión mayor que $0{,}45\, f_{ck}(t_0)$ a una edad t_0, correspondiente a la edad de puesta en carga del hormigón.

NOTA: Para más información, incluyendo el desarrollo de la fluencia con el tiempo, véase el Apéndice B.

(3) La deformación de fluencia del hormigón $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ a tiempo $t = \infty$ para una tensión de compresión constante, σ_c, aplicada sobre el hormigón a la edad t_0, viene dada por:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \phi\,(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c) \qquad (3.6)$$

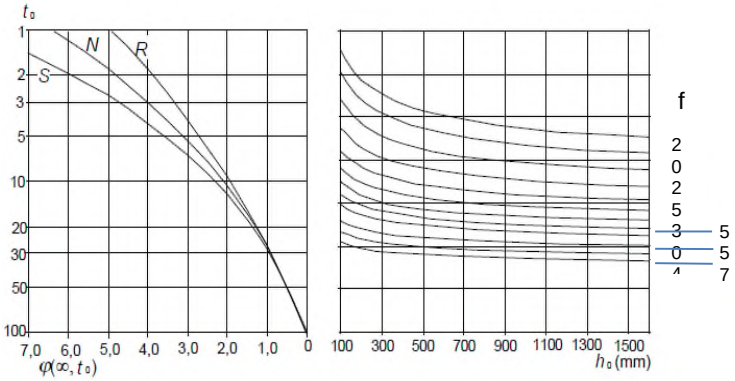
(4) Cuando la tensión de compresión del hormigón a una edad t_0 supere el valor $0{,}45 f_{ck}(t_0)$, se deberá considerar la no linealidad de la fluencia. Esta situación puede presentarse como resultado del pretensado que puede originar un incremento de la tensión, por ejemplo, en elementos de hormigón prefabricado a la altura de la armadura activa. En estos casos el coeficiente de fluencia teórico no lineal se obtendrá a partir de la siguiente expresión:

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0)\, exp\,(1{,}5\,(k_\sigma - 0{,}45)) \qquad (3.7)$$

donde:

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ es el coeficiente de fluencia teórico no lineal, que reemplaza a $\varphi(\infty, t_0)$

k_σ es la relación tensión-resistencia $\sigma_c / f_{ck}(t_0)$ donde σ_c es la tensión de compresión y $f_{ck}(t_0)$ es la resistencia característica del hormigón a compresión, a la edad de puesta en carga.

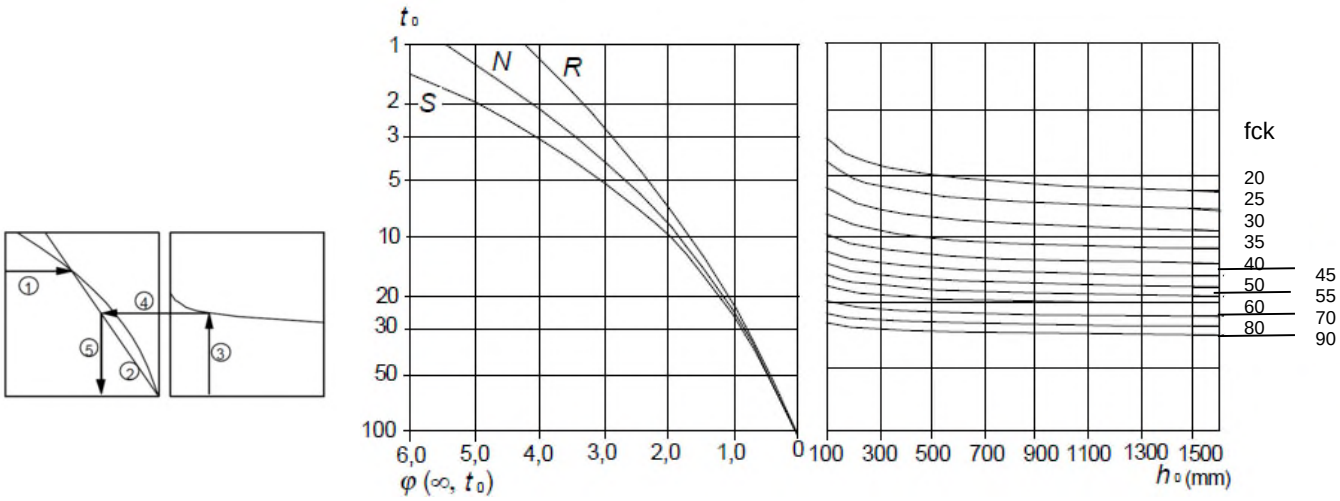


a) Condiciones internas – HR = 50 %

NOTA:

-El punto de intersección entre las líneas 4 y 5 también puede estar por encima del punto 1.

-Para $t_0 > 100$ es suficientemente exacto suponer $t_0 = 100$ (y utilizar la línea tangente).



b) Condiciones externas – HR = 80 %

Figura A19.3.1 Método para determinar el coeficiente de fluencia $\varphi(\infty, t_0)$ para el hormigón en condiciones ambientales normales

(5) Los valores de la figura A19.3.1 son válidos para una temperatura ambiente comprendida entre $-40℃$ y $+40℃$ y una humedad relativa media comprendida entre $HR = 40\%$ y $HR = 100\%$. Se emplea la siguiente notación:

$\varphi(\infty, t_0)$	es el coeficiente de fluencia a tiempo infinito
t_0	es la edad del hormigón en el momento de puesta en carga (en días)
h_0	es el espesor medio$= 2A_c/u$, donde A_c es el área de la sección de hormigón y u es el perímetro en contacto expuesto al secado
S	es la clase S, de acuerdo con 3.1.2(6)
N	es la clase N, de acuerdo con 3.1.2(6)
R	es la clase R, de acuerdo con 3.1.2(6)-

(6) La deformación total de retracción se compone de dos partes, la deformación de retracción por secado y la deformación de retracción autógena. La deformación de retracción por secado se desarrolla lentamente, pues es función de la migración del agua a través del hormigón endurecido. La deformación de retracción autógena se desarrolla durante el endurecimiento del hormigón, por lo que su mayor parte se desarrolla en los primeros días después de su puesta en obra. La retracción autógena es una función lineal de la resistencia del hormigón. Debe considerarse específicamente cuando el hormigón nuevo se vierte sobre hormigón endurecido. Por consiguiente, los valores de la retracción total ε_{cs} se obtienen mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \qquad (3.8)$$

donde:

ε_{cs}	es la deformación total de retracción
ε_{cd}	es la deformación de retracción por secado

ε_{ca} es la deformación de retracción autógena.

El valor final de la deformación de retracción por secado, $\varepsilon_{cd,\infty}$, es igual a $k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$, donde $\varepsilon_{cd,0}$ puede tomarse de la tabla A19.3.2 (valores medios esperados, con un coeficiente de variación del 30%).

NOTA: La fórmula para $\varepsilon_{cd,0}$ se da en el Apéndice B.

Tabla A19.3.2 Valores nominales de la retracción por secado $\varepsilon_{cd,0}(en\ ‰)$, para un hormigón sin coaccionar fabricado con cemento CEM de Clase N

f_{ck} (N/mm^2)	Humedad relativa (en %)					
	20	40	60	80	90	100
20	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

El desarrollo en el tiempo de la retracción por secado tiene la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \qquad (3.9)$$

donde:

k_h es un coeficiente que depende del espesor medio h_0, de acuerdo con la tabla A19.3.3.

Tabla A19.3.3 Valores para k_h en la expresión (3.9)

h_0	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0{,}04\sqrt{h_0^3}} \qquad (3.10)$$

donde:

t es la edad del hormigón en el momento de puesta en carga (en días)

t_s es la edad del hormigón (en días) al comienzo de la retracción por secado (o expansión). Esta edad coincide normalmente con el final del curado

h_0 es el espesor medio (mm) de la sección $= 2A_C / u$

donde:

A_C es el área de la sección de hormigón

u es el perímetro expuesto al secado.

La deformación de retracción autógena tiene la siguiente expresión

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.11)$$

donde:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5\,(f_{ck} - 10)\,10^{-6} \quad (3.12)$$

y

$$\beta_{as}(t) = 1 - exp(-\,0{,}2t^{0{,}5}) \quad (3.13)$$

donde t está expresado en días.

3.1.5 Diagrama tensión–deformación para el análisis no lineal

(1) La relación entre σ_c y $\varepsilon_c$mostrada en la figura A19.3.2 (las tensiones de compresión y las deformaciones de acortamiento se muestran en valores absolutos) para carga uniaxial a corto plazo, sigue la expresión:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1+(k-2)\eta} \quad (3.14)$$

donde:

$\eta = \varepsilon_c/\varepsilon_{c1}$

ε_{c1} es la deformación bajo carga máxima de acuerdo con la tabla A19.3.1

$k = 1{,}05\,E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}|/\,f_{cm}$ (f_{cm} de acuerdo con la tabla A19.3.1).

La expresión (3.14) es válida para $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$ donde ε_{cu1} es la deformación nominal última.

(2) Pueden aplicarse otros diagramas tensión-deformación, siempre que representen adecuadamente el comportamiento del hormigón considerado.

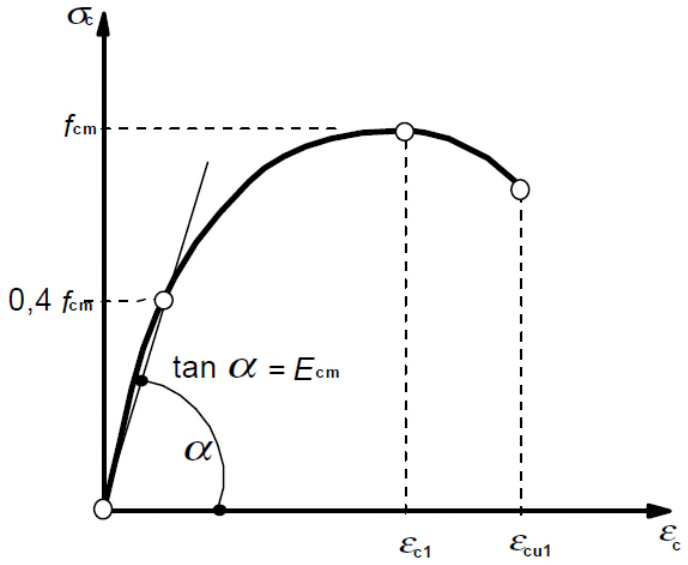


Figura A19.3.2 Representación esquemática del diagrama tensión–deformación para el análisis estructural (la utilización de $0{,}4\,f_{cm}$ para la definición de E_{cm} es aproximada)

3.1.6 Resistencias de cálculo a compresión y tracción

(1) El valor de cálculo de la resistencia a compresión se define como:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \qquad (3.15)$$

donde:

γ_c es el coeficiente parcial de seguridad para el hormigón, véase el apartado 2.4.2.4, y

α_{cc} es el coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo sobre la resistencia a compresión del hormigón y los efectos desfavorables resultantes de la manera en la que se aplica la carga. Con carácter general, su valor será $\alpha_{cc} = 1{,}00$, si bien para elementos estructurales en los que la carga permanente constituya una parte muy importante de la carga total (superior al 80%), el autor del proyecto podrá adoptar un valor inferior, comprendido entre $0{,}85$ y $1{,}0$.

(2) El valor de cálculo de la resistencia a tracción, f_{ctd}, se define como:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct}\, f_{ctk,0,05}/\gamma_c \qquad (3.16)$$

donde:

γ_c es el coeficiente parcial de seguridad para el hormigón, véase el apartado 2.4.2.4, y

α_{ct} es el coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo sobre la resistencia a tracción del hormigón y los efectos desfavorables resultantes de la forma en que la carga es aplicada. Su valor será $\alpha_{ct} = 1{,}00$.

3.1.7 Diagrama tensión-deformación para el cálculo de secciones transversales

(1) Para el cálculo de secciones transversales se pueden emplear las siguientes expresiones de la relación tensión-deformación, véase la figura A19.3.3 (la deformación de compresión se tomará como positiva):

$$\sigma_c = f_{cd}\left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^n\right] \quad \text{para } 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{c2} \qquad (3.17)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{para } \varepsilon_{c2} \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu2} \qquad (3.18)$$

donde:

n es el exponente de acuerdo con la tabla A19.3.1

ε_{c2} es la deformación que se produce al alcanzar la máxima resistencia, de acuerdo con la tabla A19.3.1

ε_{cu2} es la deformación de rotura, de acuerdo con la tabla A19.3.1.

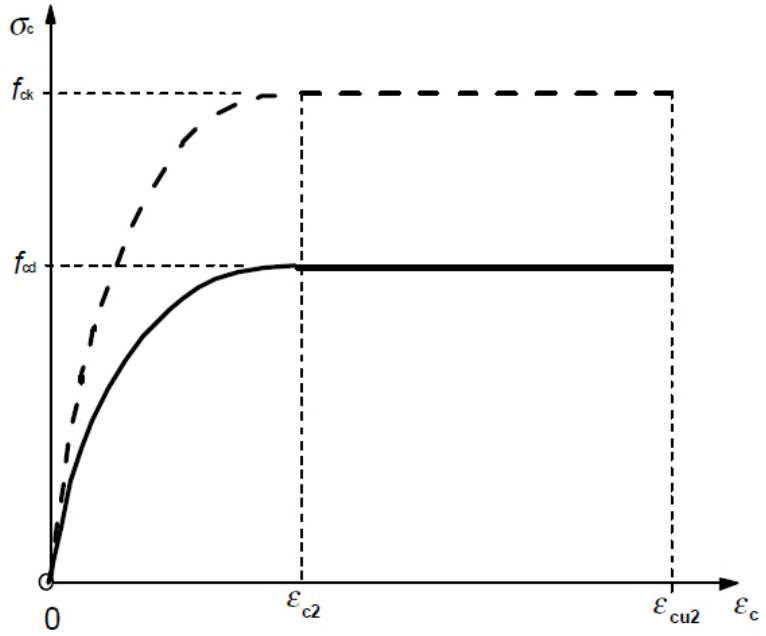


Figura A19.3.3 Diagrama parábola-rectángulo

(2) Se pueden emplear otras relaciones tensión-deformación simplificadas si son equivalentes a la definida en el punto (1) o que queden, incluso, del lado de la seguridad como, por ejemplo, el diagrama bilineal de la figura A19.3.4 (la resistencia a compresión y la deformación de acortamiento se muestran en valores absolutos) con valores de ε_{c3} y ε_{cu3} conformes con la tabla 3.1.

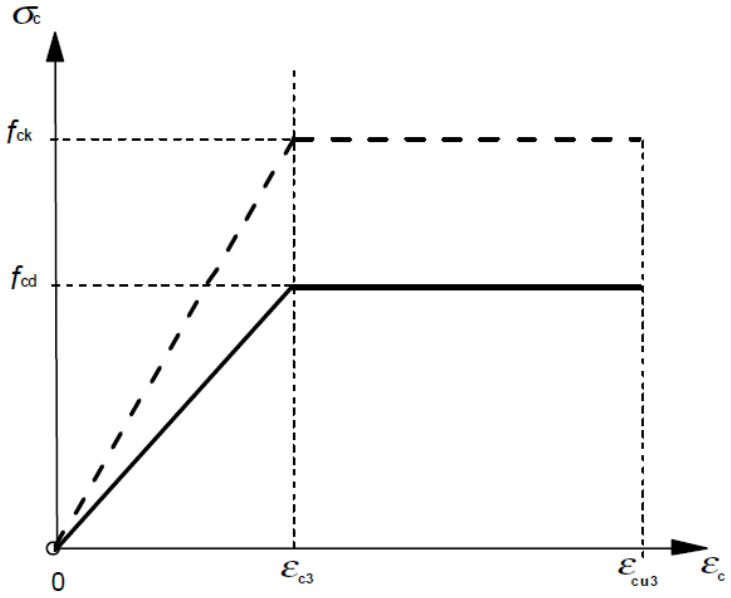


Figura A19.3.4 Diagrama tensión-deformación bilineal

(3) Puede suponerse una distribución rectangular de tensiones como se indica en la figura A19.3.5. El coeficiente λ, que define el canto útil de la zona de compresión y el coeficiente η, que define la resistencia efectiva, se establecen de la siguiente manera:

$\lambda = 0{,}8$ para $f_{ck} \leq 50$ N/mm^2 (3.19)

$\lambda = 0{,}8 - \frac{(fck-50)}{400}$ para $50 < f_{ck} \leq 90$ N/mm^2 (3.20)

y

$\eta = 1{,}0$ para $f_{ck} \leq 50$ N/mm² (3.21)

$\eta = 1{,}0 - \frac{(f_{ck}-50)}{200}$ para $50 < f_{ck} \leq 90$ N/mm² (3.22)

NOTA: Si el ancho de la zona comprimida desciende en la dirección de la fibra extrema de compresión, el valor de $\eta\, f_{cd}$ debe reducirse en un 10%.

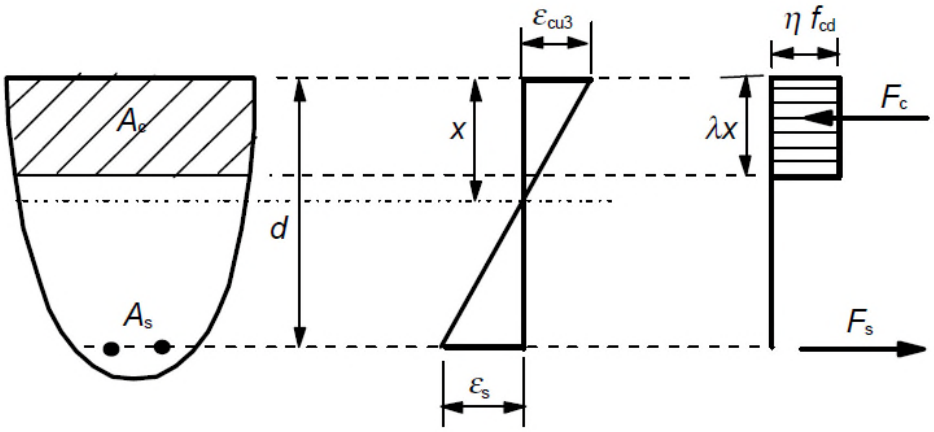


Figura A19.3.5 Diagrama rectangular de tensiones

3.1.8 Resistencia a flexo-tracción

(1) La resistencia media a flexo-tracción de los elementos de hormigón armado depende de la resistencia media a tracción y del canto de la sección. Se utilizan las siguientes expresiones para su determinación:

$$f_{ctm,fl} = max\{(1{,}6 - h/1000) f_{ctm};\ f_{ctm}\} \quad (3.23)$$

donde:

h es el canto total del elemento en mm

f_{ctm} es la resistencia media a tracción de acuerdo con la tabla A19. 3.1.

Lo establecido en la expresión (3.23) también se aplica para los valores de la resistencia característica a tracción.

3.1.9 Hormigón confinado

(1) El confinamiento del hormigón conlleva una modificación de la relación entre tensión y deformación: se alcanzan mayores resistencias y mayores deformaciones críticas. Se puede considerar que el resto de las características de los materiales no se ven afectadas para el cálculo.

(2) En ausencia de datos más precisos, puede utilizarse el diagrama tensión-deformación mostrado en la figura A19.3.6 (la deformación de compresión se toma positiva), con una resistencia característica y unas deformaciones incrementadas de acuerdo con:

$$f_{ck,c} = f_{ck}\left(1{,}0 + 5{,}0\frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) \quad \text{para } \sigma_2 \leq 0{,}05 f_{ck} \quad (3.24)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck}\left(1{,}125 + 2{,}50\frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) \quad \text{para } \sigma_2 > 0{,}05 f_{ck} \quad (3.25)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2}(f_{ck,c}/f_{ck})^2 \quad (3.26)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0{,}2\,\sigma_2/f_{ck} \quad (3.27)$$

donde:

σ_2 $(= \sigma_3)$ es la tensión transversal efectiva de compresión en Estado Límite Último debida al confinamiento y ε_{c2} y ε_{cu2} se toman de la tabla A19. 3.1. El confinamiento puede generarse mediante cercos o estribos adecuadamente cerrados, que pueden alcanzar la condición de plastificación por la expansión transversal del hormigón.

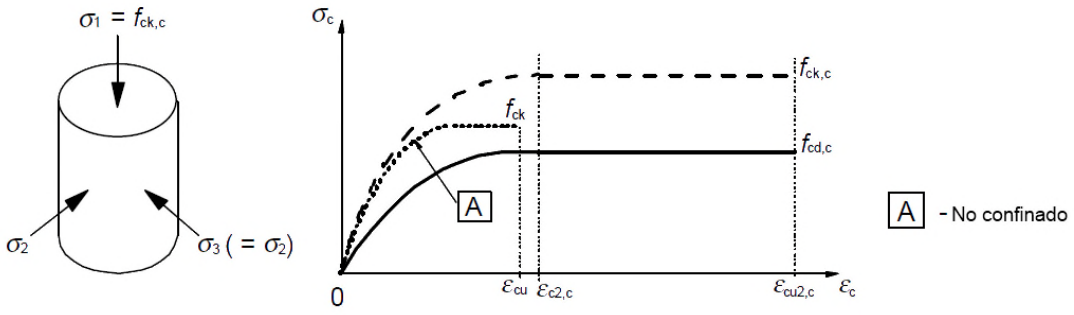


Figura A19.3.6 Diagrama tensión-deformación para hormigón confinado

3.2 Acero para armaduras pasivas

El acero para armaduras pasivas debe cumplir las exigencias establecidas en el Artículo 34 y las armaduras pasivas las establecidas en el Artículo 35 de este Código Estructural.

3.2.1 Generalidades

(1) Las siguientes cláusulas establecen los principios y reglas para las armaduras suministradas en forma de barras, rollos, mallas electrosoldadas y armaduras básicas electrosoldadas en celosía. No serán de aplicación para el caso de barras con algún tipo de recubrimiento especial.

(2) Los requisitos para las propiedades de la armadura se refieren al material colocado en el hormigón endurecido. Si las operaciones de colocación pudieran influir en sus propiedades estas deberán comprobarse tras dichas operaciones.

(3) En el caso de utilizarse aceros no conformes con la norma UNE-EN 10080, deberá verificarse que sus propiedades son conformes a lo establecido en los apartados 3.2.2 a 3.2.6 y el Apéndice C.

(4) Las propiedades requeridas para las armaduras deberán comprobarse mediante procedimientos de ensayo conformes con la norma UNE-EN 10080.

NOTA: La norma UNE-EN 10080 hace referencia a un límite elástico R_e, que está relacionado con los valores característicos, máximo y mínimo, basados en los niveles de calidad del control de producción a lo largo del tiempo. En cambio f_{yk} es el límite de elasticidad característico basado únicamente en la armadura utilizada en una estructura particular. No existe una relación directa entre f_{yk} y R_e, sin embargo, los procedimientos de evaluación y comprobación del límite elástico empleados en la norma UNE-EN 10080, proporcionan una comprobación suficiente para obtener f_{yk}.

(5) Las reglas relativas a armaduras básicas electrosoldadas en celosía (véase la norma UNE-EN 10080 para su definición) serán únicamente de aplicación en aquellas que se fabriquen con barras corrugadas o grafiladas (de acuerdo con el apartado 35.2.2 de este Código Estructural). Las celosías fabricadas con otros tipos de armaduras deberán ir acompañadas por el correspondiente Documento de Evaluación Europeo.

3.2.2 Propiedades

(1) El comportamiento de la armadura se establece mediante las siguientes propiedades:

- límite elástico (f_{yk} o $f_{0,2k}$),
- límite elástico máximo real ($f_{y,max}$),

- resistencia a tracción (f_t),
- ductilidad (ε_{uk} y f_t/f_{yk}),
- aptitud al doblado,
- características de adherencia (f_R véase Apéndice C),
- tamaño de la sección y tolerancias,
- resistencia a fatiga,
- soldabilidad,
- resistencia a cortante y de soldadura (despegue de nudo) para mallas electrosoldadas y para armaduras básicas electrosoldadas en celosía.

(2) Este anejo es de aplicación para armaduras corrugadas soldables, incluyendo las mallas. Los métodos de soldadura permitidos se establecen en la tabla A19. 3.4.

NOTA 1: Las propiedades requeridas para la utilización de la armadura con este anejo se recogen en los Artículos 34 y 35 de este Código Estructural.

(3) Las reglas de aplicación para el cálculo y definición de los detalles de armados establecidos en este anejo, son válidas para un rango de límite elástico comprendido entre $f_{yk} = 400$ N/mm^2 y $f_{yk} = 500$ N/mm^2.

(4) Las características superficiales de las barras corrugadas deberán asegurar una adecuada adherencia con el hormigón.

(5) Se supone que la adherencia es adecuada si se cumplen las especificaciones recogidas en el apartado 34.2 de este Código Estructural.

(6) La armadura deberá tener una aptitud al doblado adecuada para permitir la utilización de los diámetros mínimos del mandril especificados en la tabla 34.2.b del Código Estructural y para permitir el desdoblado, de acuerdo a lo establecido en la tabla 34.2.c del Código Estructural.

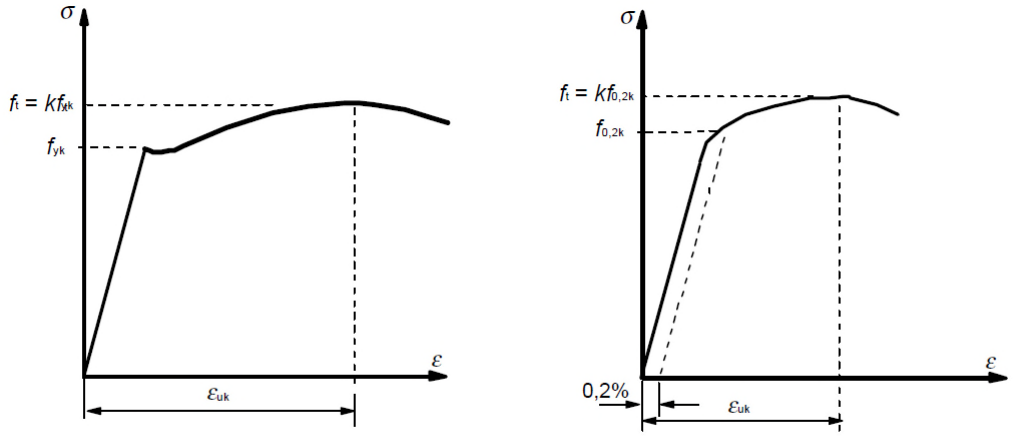
3.2.3 Resistencia

(1) El límite elástico f_{yk} (o el límite elástico característico al 0,2%,$f_{0,2k}$) y la resistencia a tracciónf_{tk} se definen, respectivamente, como el valor característico de la carga correspondiente al límite elástico, y el valor característico de la carga máxima en tracción directa, divididas por el área nominal de la sección.

3.2.4 Características de ductilidad

(1) La armadura deberá tener una ductilidad adecuada, definida por la relación entre la resistencia a tracción y el límite elástico, $(f_t/f_y)_k$, y la deformación bajo carga máxima (ε_{uk}).

(2) La figura A19.3.7 muestra los diagramas tensión-deformación para acero laminado en caliente y conformado en frío.



a) Acero laminado en caliente **b)** Acero conformado en frío

Figura A19.3.7 Diagramas tensión-deformación para armadura pasiva (se muestran valores absolutos para tensión y deformación de tracción)

3.2.5 Soldaduras

(1) Los procesos de soldadura para barras de armado deberán ser conformes con la tabla A19.3.4, y la soldabilidad a lo indicado en la norma UNE-EN 10080.

Tabla A19. 3.4 Procesos de soldadura permitidos y ejemplos de aplicación.

Caso de carga	Método de soldadura	Barras traccionadas[1]	Barras comprimidas[1]
Predominantemente estática (ver 6.8.1(2))	Soldadura por resistencia bajo presión	soldadura a tope	
	Soldadura manual de arco eléctrico y soldadura de arco eléctrico con electrodo de relleno	Soldadura a tope con $\phi \geq 20$ mm, empalmes, solapes, uniones en cruz[3], uniones con otros elementos de acero	
	Soldadura de arco eléctrico activo[2]	Empalmes, solapes, uniones en cruz[3], uniones con otros elementos de acero	
		-	Soldadura a tope con $\phi \geq 20\,mm$
	Soldadura por rozamiento	Soldadura a tope, uniones con otros aceros	
	Puntos de soldadura por resistencia	Unión por solape[4], unión en cruz [2,4]	
No predominantemente estática (ver 6.8.1(2))	Soldadura por resistencia bajo presión	soldadura a tope	
	Soldadura manual de arco eléctrico	-	Soldadura a tope con $\phi \geq 14\,mm$
	Soldadura de arco eléctrico activo[2]	-	Soldadura a tope con $\phi \geq 14\,mm$
	Soldadura por puntos resistentes	Unión por solape[4], unión en cruz [2,4]	

[1] Únicamente podrán soldarse juntas barras del mismo diámetro nominal.

[2] Relación admisible entre diámetros en el caso de soldadura de barras de distinto diámetro $\geq 0{,}57$.

[3] Para uniones en apoyos $\phi \leq 16\ mm$.

[4] Para uniones en apoyos $\phi \leq 28\ mm$.

(2) Las soldaduras de barras se realizarán de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 17660.

(3) La resistencia de las uniones soldadas a lo largo de la longitud de anclaje de las mallas electrosoldadas deberá ser suficiente para resistir los esfuerzos de cálculo.

(4) En las mallas electrosoldadas, la resistencia de las uniones soldadas puede suponerse adecuada si cumplen los requisitos establecidos en los apartados 35.2.1 y 35.2.2 de este Código Estructural.

3.2.6 Fatiga

(1) Cuando se requiera resistencia a fatiga esta se comprobará de conformidad a lo indicado en los apartados 34.2 y 35.2.1 de este Código Estructural.

3.2.7 Hipótesis de cálculo

(1) El cálculo debe basarse en el área nominal de la sección de la armadura y los valores de cálculo que se derivan de los valores característicos indicados en el apartado 3.2.2.

(2) Para un cálculo normal, se puede emplear cualquiera de las siguientes hipótesis (véase la figura A19.3.8):

a) una rama superior inclinada con un límite de deformación $\varepsilon_{ud} = 0{,}9\ \varepsilon_{uk}$ y una tensión máxima de $k\ f_{yk}/\gamma_S$ en ε_{uk}, donde $k = (f_t/f_y)_k$

b) una rama horizontal superior, sin necesidad de comprobar el límite de deformación.

NOTA: El valor de $(f_t/f_y)_k$ se indica en el Apéndice C.

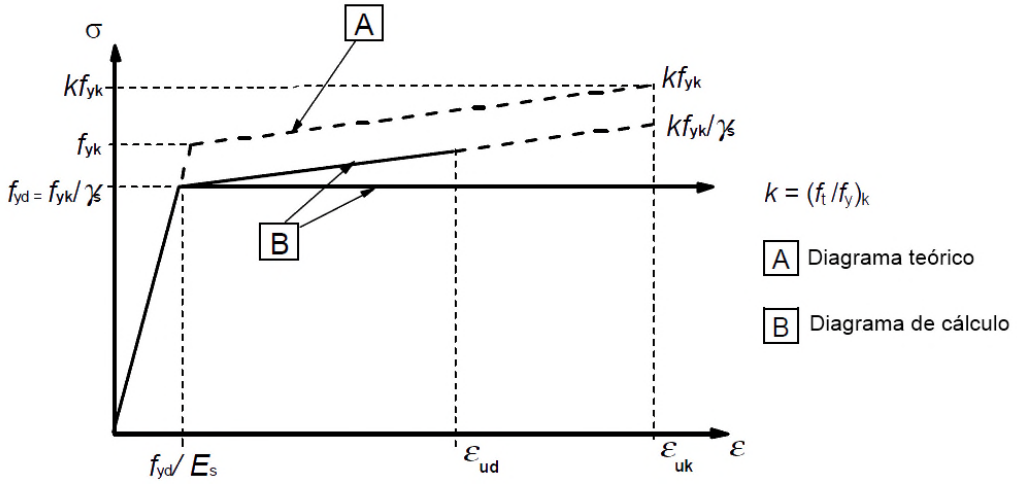


Figura A19.3.8 Diagramas tensión-deformación teórico y de cálculo para las armaduras pasivas (para tracción y compresión)

(3) El valor medio de la densidad es $7850\ kg/m^3$.

(4) El valor de cálculo del módulo de elasticidad, E_s, es igual a $200.000\ N/mm^2$.

3.3 Acero para armaduras activas

El acero para armaduras activas debe cumplir las exigencias establecidas en el Artículo 36 y las armaduras activas las establecidas en el Artículo 37 de este Código Estructural.

3.3.1 Generalidades

(1) Este apartado es de aplicación a alambres, barras y cordones utilizados como armaduras activas de pretensado en estructuras de hormigón.

(2) Las armaduras activas de pretensado deberán tener un nivel aceptablemente bajo de susceptibilidad a la corrosión bajo tensión.

(3) El nivel de susceptibilidad a la corrosión bajo tensión se puede suponer aceptablemente bajo si las armaduras pretensadas cumplen el criterio especificado en el apartado 36.2 de este Código Estructural.

(4) Los requisitos para las propiedades de las armaduras activas de pretensado se refieren a los materiales colocados en su posición final en la estructura. En caso de que los métodos de producción, ensayos y certificación de la conformidad para las armaduras activas de pretensado cumplan los criterios de este Código Estructural, o con lo dispuesto en la correspondiente Evaluación Técnica Europea, se considerará que se cumplen los requisitos de este anejo.

(5) En el caso de aceros conformes con este anejo, la resistencia a tracción, el límite elástico característico al 0,1%, y el alargamiento bajo carga máxima, se establecerán en términos de sus valores característicos; designándose por f_{pk}, $f_{p0,1k}$ y ε_{uk}, respectivamente.

(7) Cada producto deberá ser claramente identificable con respecto al sistema de clasificación establecido en el apartado 3.3.2(2).

(11) Para armaduras activas de pretensado suministradas en bobinas, tras desenrollar una longitud determinada de alambre o cordón, la flecha máxima del arco que se forma deberá cumplir con lo establecido en este Código Estructural, salvo que se indique otra cosa en la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

3.3.2 Propiedades

(1) Las propiedades del acero de pretensado se establecen de acuerdo el Artículo 36 de este Código Estructural.

(3) La masa real de las armaduras de pretensado no deberá diferir de la masa nominal más allá de los límites establecidos en el Artículo 36, o los dispuestos en la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

3.3.6 Hipótesis de cálculo

(1) El análisis estructural se realizará en base al área nominal de la sección de armadura activa y a los valores característicos de $f_{p0,1k}$, f_{pk} y ε_{uk}.

(2) El valor de cálculo para el módulo de elasticidad, E_p puede suponerse igual a $205.000\ N/mm^2$, para alambres y barras. El valor real puede variar entre 195.000 a $210.000\ N/mm^2$ dependiendo de los procesos de fabricación. Los certificados que acompañen al suministro deben indicar el valor correspondiente.

(3) El valor de cálculo para el módulo de elasticidad, E_p puede suponerse igual a $195.000\ N/mm^2$ para cordones. El valor real puede variar entre 185.000 y $205.000\ N/mm^2$, dependiendo de los procesos de fabricación. Los certificados que acompañen al suministro deben indicar el valor correspondiente.

(4) A los efectos de cálculo, se puede suponer una densidad media de las armaduras de pretensado de $7850\ kg/m^3$.

(5) Los valores anteriormente indicados se supondrán válidos en un intervalo de temperaturas comprendido entre -40℃ y $+100$℃ para armaduras activas colocadas en su posición final en la estructura.

(6) El valor de cálculo para la tensión del acero, f_{pd}, se tomará como $f_{p0,1k}/\gamma_s$ (véase la figura A19.3.10).

(7) Para el cálculo de secciones, se puede considerar alguna de las siguientes hipótesis (véase la figura A19.3.10):

- una rama inclinada, con un límite de deformación $\varepsilon_{ud} = 0{,}9\,\varepsilon_{uk}$. Si no se conoce información más precisa, el valor será $\varepsilon_{ud} = 0{,}02$ y $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0{,}9$. El cálculo también podrá basarse en la diagrama tensión-deformación real, si es conocido, con una tensión por encima del límite elástico reducido, de forma análoga a la figura A19.3.10, o
- una rama horizontal superior sin límite de deformación.

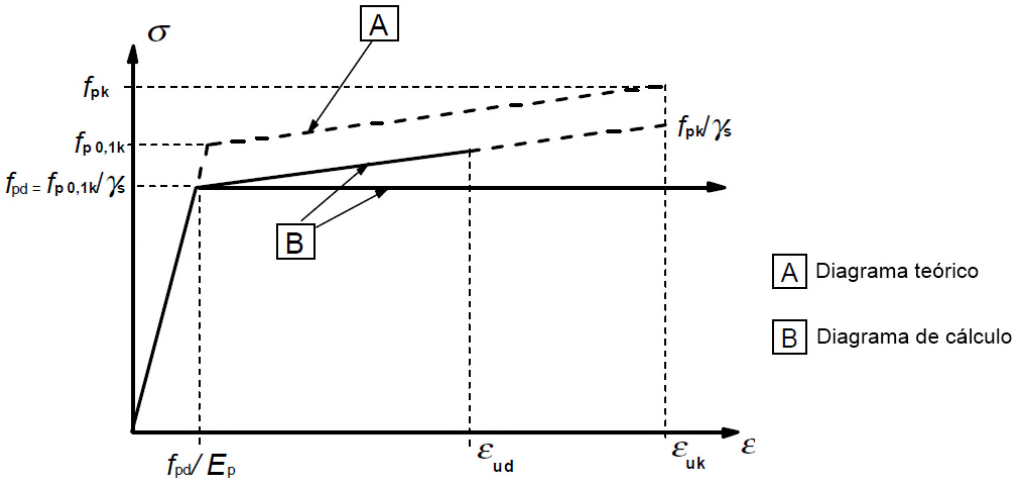


Figura A19.3.10 Diagrama tensión-deformación teórico y de cálculo para armaduras activas (se muestran valores absolutos para la tensión y deformación de tracción)

3.3.7 Armadura activa en vainas

(1) Las armaduras activas en vainas (por ejemplo, tendones adherentes en vainas, tendones no adherentes, etc.) deberán protegerse contra la corrosión de forma adecuada y permanente (véase apartado 43.3.1 de este Código Estructural).

(2) Las armaduras activas en vainas deberán tener una protección adecuada contra el fuego (véase Anejo 20 de este Código Estructural).

3.4 Dispositivos de pretensado

3.4.1 Anclajes y acopladores

Los anclajes y acopladores (elementos de empalme) deben cumplir las exigencias establecidas en el apartado 37.2 de este Código Estructural.

3.4.1.1 Generalidades

(2) Los anclajes y acopladores del sistema de pretensado deberán ser conformes con la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

(3) Los detalles de armado de las zonas de anclaje deberá ser conformes con los apartados 5.10, 8.10.3 y 8.10.4.

3.4.2 Armaduras activas externas no adherentes

3.4.2.1 Generalidades

(1) Una armadura activa externa no adherente es una armadura situada fuera de la sección de hormigón conectada a la estructura mediante anclajes y desviadores.

(2) El sistema de postesado para armaduras activas externas no adeherentes deberá ser conforme con la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

(3) Los detalles de armado deberán seguir las reglas establecidas en el apartado 8.10.

3.4.2.2 Anclajes

(1) El radio de curvatura mínimo en la zona de anclaje para armaduras activas no adherentes deberá indicarse en la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

4 Durabilidad y recubrimiento de las armaduras

El Capítulo 9 de este Código Estructural recoge aspectos adicionales a los incluidos en este apartado.

4.1 Generalidades

(1) Una estructura con una durabilidad adecuada deberá cumplir con los requisitos de comportamiento en servicio, resistencia y estabilidad durante la vida útil de proyecto, sin pérdidas significativas de utilidad o un mantenimiento excesivo no previsto (para los requisitos generales véase también el Anejo 18).

(2) La protección requerida de la estructura deberá establecerse considerando el uso previsto, la vida útil de proyecto (véase el Anejo 18), el mantenimiento y las acciones existentes.

(3) Deberán tenerse en cuenta la posible importancia de las acciones directas e indirectas, las condiciones ambientales del apartado 4.2 y los efectos que de ellas se derivan.

NOTA: Por ejemplo las deformaciones debidas a la fluencia y a la retracción (véase el apartado 2.3.2).

(4) La protección frente a la corrosión de la armadura depende de la densidad, calidad y espesor del recubrimiento de hormigón (véase el apartado 4.4) y de la fisuración (véase el apartado 7.3). La densidad y calidad del recubrimiento se alcanza mediante el control de la relación agua-cemento máxima y del contenido mínimo de cemento (véase el apartado 43.2.1 del Código Estructural), pudiendo condicionar la resistencia característica mínima del hormigón (véase el apartado 43.2.1 de este Código Estructural).

NOTA: Para más información consultar el Apéndice E.

(5) Donde se empleen fijaciones metálicas que permitan su inspección y sustitución, pueden utilizarse revestimientos de protección en caso de encontrarse a la intemperie. En caso contrario, deberán estar fabricadas con materiales resistentes a la corrosión.

(6) Requisitos adicionales a los establecidos en esta sección deberán considerarse para situaciones especiales (por ejemplo para estructuras de naturaleza temporal o monumental, estructuras sometidas a condiciones extremas o acciones inusuales, etc.).

4.2 Condiciones ambientales

(1) Las condiciones de exposición son condiciones físicas y químicas a las que la estructura está expuesta, además de las acciones mecánicas ya comentadas.

(2) Las condiciones ambientales se clasifican de acuerdo con la tabla 27.1.a de este Código Estructural.

(3) Además de las condiciones de la tabla 27.1.a de este Código Estructural, deberán considerarse una serie de acciones agresivas o indirectas como:

Ataque químico ocasionado por:

- La utilización del edifico o de la estructura (almacenaje de líquidos, etc.).
- Disoluciones de ácidos o de sales sulfatadas (apartado 43.3.4 de este Código Estructural).
- Cloruros contenidos en el hormigón.
- Reacciones árido-álcali (apartado 43.3.4.3 de este Código Estructural).

Ataque físico ocasionado por:

- Variaciones de temperatura.
- Abrasión (véase 4.4.1.2(13).
- Penetración de agua (apartado 43.3.2 de este Código Estructural).

Tabla A19. 4.1 Clases de exposición relativas a las condiciones ambientales de acuerdo con el Artículo 27 de este Código Estructural.

Designación de la clase	Descripción del entorno	Elementos informativos donde pueden existir las clases de exposición
1 Sin riesgo de corrosión o ataque		
X0	Para hormigón en masa: Todas las exposiciones excepto en las que existan ciclos de hielo/deshielo, abrasión o ataque químico. Para hormigón con armadura o metal embebido: muy seco.	Elementos de hormigón en masa. Hormigón situado en el interior de los edificios con una humedad en el aire muy baja (HR < 45%).
2 Corrosión por carbonatación		
XC1	Seco o permanentemente húmedo	Elementos de hormigón armado o pretensado dentro de recintos cerrados (tales como edificios), con humedad del aire baja. (HR<65%). Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente sumergido en agua no agresiva.
XC2	Húmedo, raramente seco	Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente en contacto con agua o enterrados en suelos no agresivos (por ejemplo, cimentaciones).
XC3	Humedad moderada	Elementos de hormigón armado o pretensado dentro de recintos cerrados (tales como edificios), con humedad media o alta. (HR>65%). Elementos de hormigón armado o pretensado en el exterior, protegidos de la lluvia.
XC4	Sequedad y humedad cíclica	Elementos de hormigón armado o pretensado en el exterior, expuestos al contacto con el agua, de forma no permanente (por ejemplo, la procedente de la lluvia).
3 Corrosión inducida por cloruros de origen no marino		
XD1	Humedad moderada	Elementos de hormigón armado o pretensado en el exterior, expuestas a aerosoles con iones cloruro con origen no marino.

XD2	Húmedo, raramente seco	Piscinas. Elementos de hormigón armado o pretensado expuestos a aguas industriales que contienen cloruros.
XD3	Ciclos de humedad y secado	Elementos de puentes expuestos a salpicaduras de aguas con cloruros, situados a menos de 10 metros de distancia horizontal o a menos de 5 metros de distancia vertical de una zona de rodadura donde se usen sales de deshielo. Elementos enterrados a menos de 1 metro del borde de una zona de rodadura donde se usen sales de deshielo. Losas en aparcamientos.
4 Corrosión inducida por cloruros de origen marino		
XS1	Exposición a aerosoles marinos, pero sin contacto directo con el agua marina	Elementos estructurales de hormigón armado o pretensado sometidos a los aerosoles marinos, ubicados en la costa o cerca de la costa[1].
XS2	Permanentemente sumergido en agua de mar	Elementos estructurales de hormigón armado o pretensado permanentemente sumergidos en agua marina.
XS3	Zona de carrera de mareas afectadas por el oleaje o salpicaduras	Elementos estructurales de hormigón armado o pretensado situados en zona de carrera de mareas, afectadas por el oleaje o salpicaduras.
5 Ataque por hielo/deshielo		
XF1	Saturación moderada, sin sales fundentes	Elementos con superficies verticales expuestas a lluvia y helada (tales como fachadas y pilares).[1] Elementos con superficies horizontales no saturados, pero expuesto a lluvia y helada.
XF2	Saturación moderada, con sales fundentes	Mismo tipo de elementos que en la clase XF1, pero expuestos a sales fundentes, bien directamente o bien a sus salpicaduras y/o escorrentía (por ejemplo dinteles, pilas, cargaderos, etc.).[1]
XF3	Saturación alta, sin sales fundentes	Elementos con superficies horizontales donde se pueda acumular el agua y estén expuestas a la helada.[1]
XF4	Saturación alta con sales fundentes o agua de mar	Elementos con superficies horizontales donde se pueda acumular el agua y estén expuestas a la helada y sales fundentes, bien directamente o bien a sus salpicaduras.[1]
6 Ataque químico		
XA1	Ambiente de una débil agresividad química conforme a la tabla 27.1.b.	Terrenos naturales y aguas subterráneas.
XA2	Ambiente de una moderada agresividad química conforme a la tabla 27.1.b.	Terrenos naturales y aguas subterráneas.
XA3	Ambiente de una alta agresividad química conforme a la tabla 27.1.b.	Terrenos naturales y aguas subterráneas.
7 Erosión		
XM1	Elementos sometidos a erosión/abrasión moderada	Losas sometidas al tráfico de vehículos.

XM2	Elementos sometidos a erosión/abrasión intensa	Losas en zonas industriales sometidas al tráfico de carretillas de horquillas con neumáticos.
XM3	Elementos sometidos a erosión/abrasión extrema	Losas en zonas industriales sometidas al tráfico de carretillas de horquillas con ruedas de acero o cadenas.

[1] El autor del proyecto considerará que un elemento está expuesto a la helada cuando está ubicado en zonas con una humedad ambiental en invierno superior al 75 % de humedad relativa y tenga una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5ºC. Asimismo, considerará que es probable el uso de sales fundentes cuando el elemento está ubicado en zonas con más de 5 nevadas anuales o con un valor medio de la temperatura media diaria en invierno inferior a 0ºC.

NOTA: La composición del hormigón afecta tanto a la protección de la armadura como a la resistencia del hormigón frente a ataques. La tabla 43.2.1.b del Código Estructural establece una resistencia característica mínima indicativa para las diferentes clases de exposición. Esto puede conducir al empleo de hormigones con resistencias características superiores a las requeridas para el cálculo estructural. En estos casos el valor de f_{ctm} deberá estar asociado con la mayor resistencia, para el cálculo de la armadura mínima y el control de la abertura de fisura (véanse desde el apartado 7.3.2 al 7.3.4).

4.3 Requisitos para la durabilidad

(1) Con el fin de alcanzar la vida útil de proyecto requerida para la estructura, deberán tomarse las medidas adecuadas para proteger cada elemento estructural frente a las acciones ambientales correspondientes.

(2) Deberán incluirse los requisitos para la durabilidad cuando se analicen los siguientes aspectos:

- Concepción estructural.
- Selección de materiales.
- Detalles constructivos.
- Ejecución.
- Control de calidad.
- Inspección.
- Comprobaciones.
- Medidas especiales (por ejemplo el uso de acero inoxidable, revestimientos, protección catódica, etc.).

4.4 Métodos de comprobación

4.4.1 Recubrimiento del hormigón

4.4.1.1 Generalidades

(1) El recubrimiento del hormigón es la distancia entre la superficie del hormigón y la superficie de la armadura más cercana (incluyendo empalmes, cercos y armadura de piel, en su caso).

(2) El recubrimiento nominal deberá especificarse en los planos. Se define como un recubrimiento mínimo, c_{min} (véase el apartado 4.4.1.2), al que se le añade un margen de tolerancia para aplicarlo al cálculo, Δc_{dev} (véase el apartado 4.4.1.3):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \qquad (4.1)$$

4.4.1.2 Recubrimiento mínimo, c_{min}

(1) El recubrimiento mínimo del hormigón, c_{min} deberá establecerse para asegurar:

- La adecuada transmisión de los esfuerzos de adherencia (véase también los apartados 7 y 8).
- La protección del acero contra la corrosión (durabilidad).
- Una resistencia adecuada al fuego (véase el Anejo 20).

(2) Deberá utilizarse el mayor valor de c_{min} que satisfaga los requisitos de adherencia y los relativos a las condiciones ambientales, con los criterios recogidos en los apartados 44.2.1, 44.3, 44.4 y 44.5 de este Código Estructural.

(3) Con el fin de transmitir los esfuerzos adherentes de forma segura y garantizar una adecuada compactación del hormigón, el recubrimiento mínimo no debe ser inferior a lo establecido en el apartado 44.2.1.1 de este Código Estructural ni al $c_{min,b}$, establecido en la tabla A19.4.2

Tabla A19.4.2 Requisitos de recubrimiento mínimo, $c_{min,b}$, con respecto a la adherencia.

Requisitos de Adherencia	
Disposición de las barras	Recubrimiento mínimo $c_{min,b}$*
Aisladas	Diámetro de la barra
Agrupadas	Diámetro equivalente (ϕ_n) (véase el apartado 49.4.1.2 de este Código Estructural)
* Si el tamaño nominal del árido es mayor de $32\ mm$, $c_{min,b}$ debe incrementarse en $5\ mm$.	

En el caso de vainas circulares o rectangulares para postesado adherente o armaduras activas pretesas, los valores de $c_{min,b}$ se establecen a continuación.

Para armaduras postesas adherentes, se adoptarán los siguientes valores:

- En el caso de tendones con vainas circulares: un diámetro.
- En el caso de tendones con vainas rectangulares, el mayor de los siguientes valores:
  a. la menor dimensión de la vaina,
  b. la mitad de la mayor dimensión de la vaina o grupos de vainas en contacto.

No es necesario que este valor supere los 80 mm. En cualquier caso deberá estar comprendido entre $40\ \mathrm{mm}$ y $80\ \mathrm{mm}$.

Para las armaduras pretesas se adoptarán:

- 1,5 veces el diámetro del cordón o del alambre liso, o
- 2,5 veces el diámetro del alambre grafilado.

(4) El recubrimiento mínimo del anclaje en las armaduras de pretensado debe disponerse de acuerdo con lo establecido en el correspondiente Documento de Evaluación Europeo.

(5) Los valores de recubrimiento mínimo para la armadura pasiva y activa, en el caso de hormigones convencionales, se establecen mediante $c_{min,dur}$, en el Artículo 44 de este Código Estructural.

(7) En el caso de utilizar acero inoxidable, o de tomar otras medidas especiales, el recubrimiento mínimo puede reducirse en $\Delta c_{dur,st}$, de acuerdo con el apartado 43.3 de este Código Estructural.

(8) En el caso de que el autor del proyecto establezca la adopción de medidas especiales de protección (protección catódica, armaduras galvanizadas, empleo de aditivos inhibidores de corrosión, etc.), el valor del recubrimiento mínimo será el definido en el apartado 43.3 de este Código Estructural.

En muchas ocasiones, la vida útil del propio sistema de protección puede ser sensiblemente inferior a la de la estructura. Para poder aplicar la disminución del recubrimiento recogido en este apartado, el autor del proyecto deberá especificar además las medidas necesarias para garantizar el mantenimiento

de la eficacia del sistema especial de protección durante la totalidad de la vida útil de la estructura prevista en el proyecto.

(9) Para el caso de la disposición de hormigón in situ sobre otros elementos de hormigón (prefabricado o in situ), el recubrimiento mínimo entre la armadura y la zona de contacto debe reducirse a un valor tal que cumpla los requisitos de adherencia (véase el punto (3)) siempre que:

- La resistencia característica del hormigón sea como mínimo f_{ck} 25 N/mm^2.
- El tiempo de exposición al ambiente exterior de la superficie de hormigón sea corto (< 28 días).
- La zona de contacto sea rugosa.

(10) Para armaduras activas no adherentes el recubrimiento debe establecerse de acuerdo al correspondiente Documento de Evaluación Europeo.

(11) Para superficies irregulares (por ejemplo con árido expuesto) el recubrimiento mínimo deberá incrementarse como mínimo $5\ mm$.

(12) Para las situaciones de hielo/deshielo o ataque químico al hormigón (Clases XF y XA), se prestará una especial atención a la composición de dicho hormigón (véase la tabla 43.2.1a de este Código Estructural. El recubrimiento indicado deberá cumplir lo establecido en los apartados 44.3 y 44.4 de este Código Estructural.

(13) Para el caso de abrasión del hormigón tendrá en cuenta lo establecido en el apartado 44.5 de este Código Estructural. Adicionalmente, se deberá incrementar el recubrimiento de hormigón (capa de sacrificio). En este caso, el recubrimiento mínimo, c_{min}, deberá incrementarse en $k_1 = 5\ mm$ para las clases de abrasión XM1, en $k_2 = 10\ mm$ para XM2 y en $k_3 = 15\ mm$ para XM3.

NOTA: La clase de abrasión XM1 supone una abrasión moderada, como la de los elementos situados en zonas industriales frecuentadas por vehículos con neumáticos. La clase de abrasión XM2 supone una abrasión alta, como la de los elementos situados en zonas industriales frecuentadas por carretillas elevadoras con neumáticos o ruedas de goma maciza. La clase de abrasión XM3 supone una abrasión extrema, como la de los elementos situados en zonas industriales frecuentadas por carretillas elevadoras con ruedas de elastómero, acero o vehículos de orugas.

4.4.1.3 Tolerancias en el cálculo para las desviaciones de la ejecución

(1) Para el cálculo del recubrimiento nominal, c_{nom}, se deberá añadir al recubrimiento mínimo un incremento, $\Delta c_{dev} = 10\ mm$, de forma que exista una tolerancia adecuada a la hora de la ejecución. El recubrimiento mínimo debe incrementarse en el valor absoluto de la desviación negativa aceptada.

(2) El Anejo 14 establece las desviaciones admisibles. En circunstancias normales, serán también suficientes para otros tipos de estructura. Este valor deberá tenerse en cuenta a la hora de calcular el valor del recubrimiento nominal de proyecto. El valor nominal se utilizará en los cálculos y se indicará en los planos, a no ser que se especifique un valor diferente (por ejemplo un valor mínimo).

(3) En ciertas situaciones puede reducirse la desviación admisible y por lo tanto la tolerancia, Δc_{dev}, como por ejemplo:

a) En el caso de elementos estructurales ejecutados in situ con un control de ejecución intenso, según los criterios definidos en el Artículo 14 de este Código Estructural, se tomará $\Delta c_{dev} = 5\ mm$,

b) En el caso de elementos prefabricados con control de ejecución intenso en las instalaciones de prefabricación, según los criterios definidos en el Artículo 14 de este Código Estructural, se tomará $\Delta c_{dev} = 0$.

(4) En el caso de hormigón vertido sobre una superficie irregular, se deberá aumentar el recubrimiento nominal permitiendo mayores tolerancias en el cálculo. Este incremento deberá ajustarse a las diferencias causadas por las irregularidades, considerando, para el recubrimiento mínimo, un valor no

inferior a $k_1 = 0\,mm$ para hormigón vertido sobre hormigón de limpieza y $k_2 = 70\,mm$ para hormigón vertido directamente contra el terreno. El recubrimiento de la armadura para cualquier tipo de superficie estriada, de áridos expuestos, etc. se debe aumentar también con el fin de paliar las irregularidades de la superficie (véase el apartado 4.4.1.2(11)).

5 Análisis estructural

5.1 Generalidades

5.1.1 Requisitos generales

(1) El propósito del análisis estructural es establecer la distribución de esfuerzos así como la distribución de tensiones, deformaciones y desplazamientos sobre toda la estructura o parte de la misma. Si fuera necesario, se llevará a cabo un análisis local en aquellas partes que lo requieran.

NOTA: En la mayoría de los casos habituales, el análisis se utiliza para establecer la distribución de esfuerzos. La comprobación o demostración completa de la resistencia de las secciones se basará en los efectos de dichas acciones. Sin embargo, para ciertos elementos particulares, los métodos de análisis empleados (por ejemplo el análisis mediante elementos finitos) dan como resultado tensiones, deformaciones y desplazamientos en vez de esfuerzos. Por ello, se requieren métodos especiales para utilizar estos resultados con el fin de obtener una comprobación adecuada.

(2) El análisis local será necesario cuando la hipótesis de distribución lineal de deformaciones no sea válida, por ejemplo:

- En las proximidades de los apoyos.
- En zonas de concentración de cargas.
- En las intersecciones viga-pilar.
- En zonas de anclaje.
- En zonas de cambio de sección.

(3) Para los campos planos de tensiones, se puede emplear un método simplificado para determinar la armadura.

NOTA: En el Apéndice F se indica un método simplificado.

(4) El análisis puede llevarse a cabo utilizando modelizaciones de la geometría y del comportamiento de la estructura. Los modelos empleados deben ser adecuados para el caso considerado.

(5) El efecto de la geometría y las propiedades de la estructura sobre su comportamiento en cada fase de la construcción debe considerarse en el cálculo.

(6) Algunos modelos de comportamiento habitualmente empleados en el análisis son:

- Comportamiento elástico lineal (véase el apartado 5.4).
- Comportamiento elástico lineal con redistribuciones limitadas (véase el apartado 5.5).
- Comportamiento plástico (véase el apartado 5.6), incluyendo modelos de bielas y tirantes (véase el apartado 5.6.4).
- Comportamiento no lineal (véase el apartado 5.7).

(7) En edificación, la deformación de losas y elementos lineales debida a esfuerzos cortantes y axiles, puede despreciarse en los casos en que esta sea inferior al 10% de la deformación debida a flexión.

5.1.2 Requisitos especiales para las cimentaciones

(1) En los casos en los que la interacción terreno-estructura tenga una influencia importante sobre los efectos de las acciones en la estructura, las propiedades del terreno y los efectos de la interacción deberán tenerse en cuenta de acuerdo con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

NOTA: Para más información relativa al análisis de cimentaciones superficiales véase el Apéndice G.

(2) Para el cálculo de cimentaciones superficiales pueden utilizarse modelos simplificados para la descripción de la interacción terreno-estructura.

NOTA: Para zapatas aisladas y encepados, los efectos de la interacción terreno-estructura puede despreciarse.

5.1.3 Hipótesis de carga y combinaciones

(1) Las combinaciones de acciones a considerar (véase el apartado 6 del Anejo 18 de este Código Estructural) deberán tener en cuenta las hipótesis de carga correspondientes, de forma que permitan establecer las condiciones críticas de cálculo en todas las secciones, dentro de la estructura o en la parte que sea objeto de estudio.

El autor del proyecto podrá definir las distribuciones de carga simplificadas en función de las características particulares de cada caso.

NOTA: En algunos casos, puede ser adecuado el uso de distribuciones de carga simplificadas, como por ejemplo, la carga distribuida en damero en tramos alternos. El autor del proyecto decidirá su adopción en cada caso.

5.1.4 Efectos de segundo orden

(1) Los efectos de segundo orden (véase apartado 1 del Anejo 18 de este Código Estructural) deberán tenerse en cuenta en los casos en los que sea probable que puedan afectar de forma significativa a la estabilidad global de la estructura, así como el cumplimiento del Estado Límite Último en las secciones críticas.

(2) Los efectos de segundo orden se tendrán en cuenta de acuerdo con el apartado 5.8.

(3) Para edificación pueden ignorarse los efectos de segundo orden por debajo de ciertos valores límite (véase el apartado 5.8.2(6)).

5.2 Imperfecciones geométricas

(1) En el cálculo de las estructuras y de sus elementos estructurales deberán tenerse en cuenta los efectos desfavorables de las posibles desviaciones en la geometría de la estructura y en la posición de las cargas.

NOTA: Habitualmente, las desviaciones en la dimensiones de la sección se tienen en cuenta en los coeficientes de seguridad del material. Estos no deberían estar incluidos en el cálculo estructural. En el apartado 6.1(4) se establece una excentricidad mínima para las secciones.

(2) Las imperfecciones se tendrán en cuenta en los Estados Límite Últimos en las situaciones de proyecto permanente y accidental.

(3) No será necesaria su consideración para los Estados Límites de Servicio.

(4) Los siguientes criterios son de aplicación a elementos sometidos a compresión simple y a estructuras con cargas verticales, principalmente en edificación. Los valores numéricos indicados están relacionados con desviaciones de ejecución normal (control de ejecución normal de acuerdo al apartado 14.3 de este Código Estructural). En el caso de utilizar desviaciones más estrictas, los valores deben ajustarse consecuentemente.

(5) Las imperfecciones se representan mediante una inclinación establecida a partir de la siguiente expresión:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \qquad (5.1)$$

donde:

θ_0 es el valor básico y es igual a $1/200$

α_h es el coeficiente de reducción por la altura o longitud : $\alpha_h = 2/\sqrt{l}; 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$

α_m es el coeficiente de reducción por el número de elementos : $\alpha_m = \sqrt{0{,}5(1+\frac{1}{m})}$

l es la altura o longitud (m) (véase el punto (6))

m es el número de elementos verticales que contribuyen al efecto global.

(6) En la expresión (5.1) la definición de l y m dependen del efecto considerado, por lo que se pueden distinguir 3 casos principales (véase también la figura A19.5.1):

- Efecto sobre un elemento aislado: l= longitud real del elemento, $m = 1$.
- Efecto sobre un sistema de arriostramiento; l= altura del edificio, m= número de elementos verticales que transmiten el esfuerzo horizontal al sistema de arriostramiento.
- Efecto sobre diafragmas de plantas y cubiertas que distribuyen las cargas horizontales: l= altura entre plantas, m= número de elementos verticales en las plantas que transmiten el esfuerzo horizontal al suelo.

(7) Para elementos aislados (véase el apartado 5.8.1), el efecto de las imperfecciones se puede tener en cuenta de dos maneras alternativas a) o b):

a) como una excentricidad, e_i, establecida como:

$$e_i = \theta_i l_0/2 \qquad (5.2)$$

donde l_0 es la longitud efectiva, véase el apartado 5.8.3.2.

Para muros y pilares aislados en sistemas arriostrados, $e_i = l_0/400$ puede utilizarse siempre como una simplificación correspondiente a $\alpha_h = 1$.

b) como una fuerza transversal, H_i, en la posición de momento máximo:

Para elementos no arriostrados (véase la figura A19.5.1 a1):

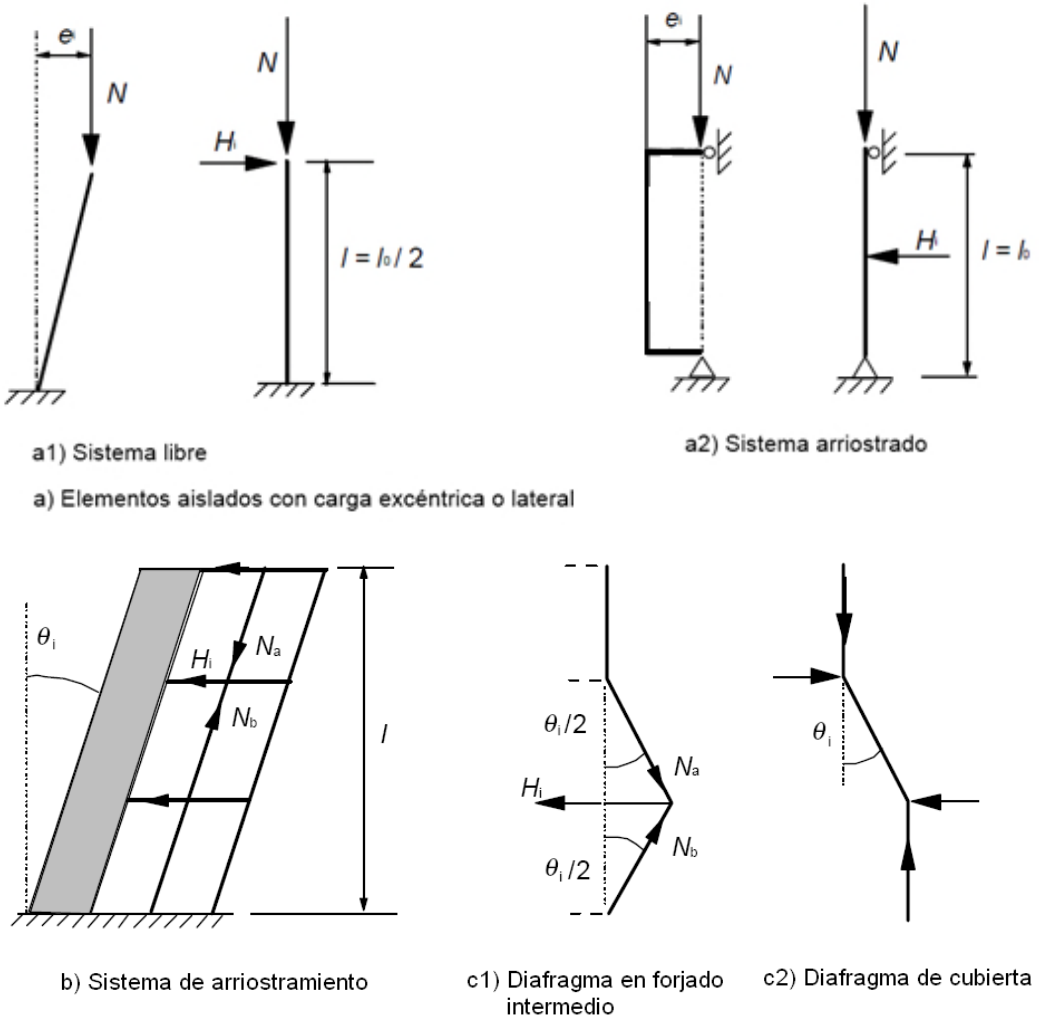
$$H_i = \theta_i \mathrm{N}: \qquad (5.3a)$$

Para elementos arriostrados (véase la figura A19.5.1 a2):

$$H_i = 2\theta_i \mathrm{N} \qquad (5.3b)$$

donde N es el axil.

NOTA: La excentricidad (alternativa a) será la adecuada para elementos isostáticos, mientras que la carga transversal (alternativa b) podrá emplearse para elementos isostáticos e hiperestáticos. La fuerza H_i podrá sustituirse por otra acción transversal equivalente.



a1) Sistema libre

a2) Sistema arriostrado

a) Elementos aislados con carga excéntrica o lateral

b) Sistema de arriostramiento

c1) Diafragma en forjado intermedio

c2) Diafragma de cubierta

Figura A19.5.1 Ejemplos de los efectos de las imperfecciones geométricas

(8) Para las estructuras, el efecto de la inclinación, θ_i, puede representarse por medio de las fuerzas transversales, que tendrán que incluirse en el análisis junto con el resto de acciones.

Efectos sobre el sistema de arriostramiento, (véase la figura A19.5.1 b):

$$H_i = \theta_i(\mathrm{N_b} - \mathrm{N_a}) \qquad (5.4)$$

Efecto sobre el diafragma de planta, (véase la figura A19.5.1 c1):

$$H_i = \theta_i(\mathrm{N_b} - \mathrm{N_a})/2 \qquad (5.5)$$

Efecto sobre el diafragma de cubierta, (véasela figura A19.5.1 c2):

$$H_i = \theta_i \mathrm{N_a} \qquad (5.6)$$

Donde $\mathrm{N_a}$ y $\mathrm{N_b}$ son esfuerzos axiles que contribuyen a H_i.

(9) Como alternativa simplificada para muros y pilares aislados en sistemas arriostrados, se puede emplear una excentricidad $e_i = \mathrm{l_0}/400$ para cubrir las imperfecciones de las desviaciones de ejecución normales (véase el apartado 5.2(4)).

5.3 Modelización de la estructura

5.3.1 Modelos estructurales para análisis global

(1) Los elementos de una estructura se clasifican, considerando su naturaleza y función, como vigas, pilares, losas, muros, placas, arcos, láminas, etc. Las reglas para el análisis de los elementos más comunes, así como de las combinaciones de los mismos se indican a continuación.

(2) Para edificación serán de aplicación las disposiciones establecidas entre los puntos (3) y (7).

(3) Una viga es un elemento cuya luz es mayor que 3 veces el canto total de la sección, de lo contrario, será considerada como viga de gran canto.

(4) Una losa es un elemento cuya dimensión mínima del paño es mayor que 5 veces el espesor total de la losa.

(5) Una losa sometida principalmente a cargas uniformemente distribuidas, puede considerarse como unidireccional si cumple alguna de las siguientes condiciones:

- posee 2 bordes libres (sin sustentación) y prácticamente paralelos, o
- se trata de la parte central de una losa prácticamente rectangular apoyada en cuatro bordes, cuya relación entre la mayor y la menor luz debe ser mayor que 2.

(6) Las losas nervadas o las reticulares no necesitan ser tratadas como elementos discretos en el cálculo, siempre que el ala o la capa de compresión y los nervios transversales, tengan la rigidez a torsión suficiente. Esto se puede suponer con la condición de que:

- El espacio entre nervios no sea superior a $1500\,mm$.
- El canto del nervio bajo el ala no supere 4 veces su ancho.
- El canto del ala sea al menos $1/10$ de la distancia libre entre nervios o $50\,mm$, tomándose el mayor de ambos.
- La separación entre nervios transversales no exceda 10 veces el canto total de la losa.

El espesor mínimo del ala, de $50\,mm$, puede reducirse a $40\,mm$ si se disponen bloques permanentes entre los nervios.

(7) Un pilar es un elemento cuyo canto es inferior a 4 veces su ancho, y su altura es al menos 3 veces el canto de la sección. Si no cumple estos requisitos, se considerará un muro.

5.3.2 Parámetros geométricos

5.3.2.1 Ancho eficaz de las alas (para la comprobación de todos los estados límite)

(1) Para vigas en T, el ancho eficaz del ala, sobre el que se suponen unas condiciones uniformes de tensión, dependerá de las dimensiones de ala y alma, del tipo de cargas, de la luz, de las condiciones de apoyo y del armado transversal.

(2) El ancho eficaz del ala, deberá basarse en la distancia l_0 entre los puntos de momento nulo, que deberán obtenerse a partir de la figura A19.5.2.

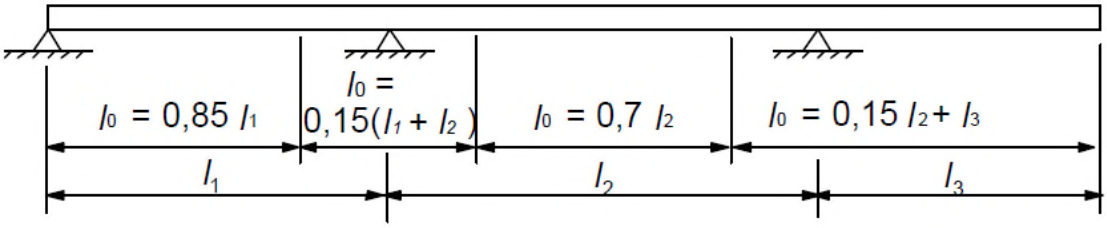


Figura A19.5.2 Definición de l_0 para el cálculo del ancho eficaz del ala

NOTA: La longitud del voladizo l_3 , debe ser inferior a la mitad del vano adyacente y la relación entre las luces de los vanos adyacentes oscilará entre $2/3$ y $3/2$.

(3) El ancho eficaz del ala b_{eff} para una viga en T o en L se calculará como:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \qquad (5.7)$$

donde:

$$b_{eff,i} = 0{,}2b_i + 0{,}1l_0 \leq 0{,}2l_0 \qquad (5.7a)$$

y

$$b_{eff,i} \leq b_i \qquad (5.7b)$$

(Para la notación véanse la figura A19.5.2 y la figura A19.5.3).

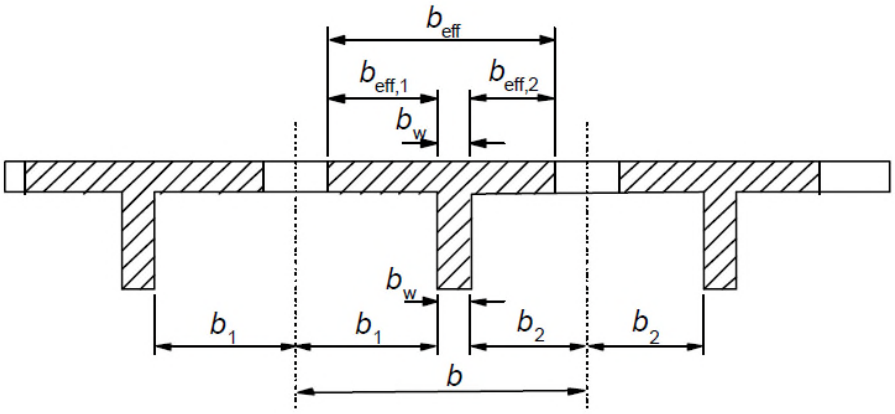


Figura A19.5.3 Parámetro del ancho eficaz del ala

(4) En el caso de que no se requiera gran precisión para el cálculo estructural, se puede tomar un ancho constante en todo el vano. Se aplicará el valor correspondiente a la sección del vano.

5.3.2.2 Luz efectiva de vigas y losas en edificación

NOTA: Las siguientes disposiciones se establecen principalmente para el cálculo de elementos. Para el cálculo de pórticos, se podrán utilizar algunas de estas simplificaciones cuando sea adecuado.

(1) La luz efectiva l_{eff} de un elemento debe calcularse como:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \qquad (5.8)$$

donde:

l_n es la distancia libre entre las caras de los apoyos,

los valores de a_1 y a_2, en cada extremo del vano, pueden determinarse a partir de los valores apropiados de a_i, extraídos de la figura A19.5.4, donde t es el ancho de los elementos de apoyo.

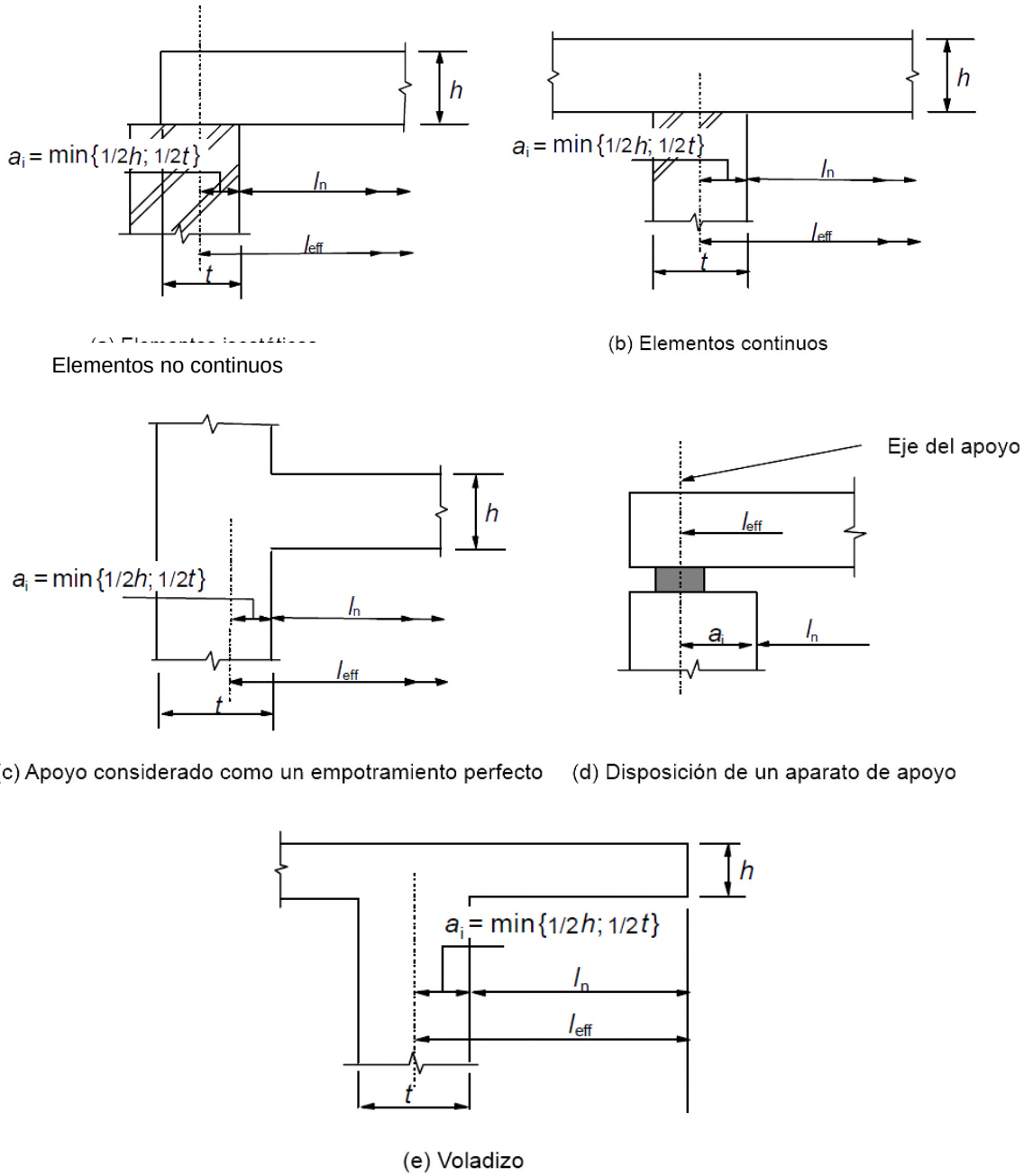


Figura A19.5.4 Luz efectiva (l_{eff}) para diferentes condiciones de apoyo

(2) Las losas y vigas continuas pueden calcularse, en general, suponiendo que los apoyos no restringen el giro.

(3) En el caso de vigas o losas monolíticas con sus apoyos, el momento crítico de cálculo en los apoyos debe tomarse igual al existente en la cara del apoyo. El momento de cálculo y las reacciones transferidas al elemento de apoyo (por ejemplo pilares, muros, etc.) deberán tomarse como el mayor entre los valores elásticos y los redistribuidos.

NOTA: El momento en la cara del apoyo no debe ser inferior a $0{,}65$ veces el momento de empotramiento.

(4) Sin tener en cuenta el método de análisis utilizado, para el caso en el que una viga o losa sea continua sobre un apoyo, supuestamente sin coacción al giro (por ejemplo sobre muros), el momento de

cálculo del apoyo, calculado para una luz de valor igual a la distancia entre los centros de los apoyos, se puede reducir en una cantidad ΔM_{Ed}, según establece la siguiente formulación:

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} t/8 \qquad (5.9)$$

donde:

$F_{Ed,sup}$ es la reacción de cálculo del apoyo

t es el ancho del soporte (véase la figura A19.5.4 b)).

NOTA: En el caso de utilizar aparatos de apoyo, t deberá tomarse como el ancho del aparato.

5.4 Análisis elástico lineal

(1) El cálculo de elementos en los Estados Límite de Servicio y en los Estados Límite Últimos, se puede realizar mediante un análisis basado en la teoría de la elasticidad.

(2) Para determinar los efectos de las acciones, el análisis lineal puede llevarse a cabo suponiendo:

(i) secciones no fisuradas,

(ii) un diagrama de tensión-deformación lineal y

(iii) valor medio del módulo de elasticidad.

(3) Para la evaluación de las acciones térmicas, asientos diferenciales y retracción en Estado Límite Último (ELU), se puede suponer una reducción de la rigidez correspondiente a las secciones fisuradas, despreciando la rigidización de tracción, pero incluyendo los efectos de la fluencia. Para los Estados Límite de Servicio (ELS) se considerará una evolución gradual de la fisuración.

5.5 Análisis elástico lineal con redistribución limitada

(1) En todos los aspectos del cálculo se deberá considerar la influencia de cualquier redistribución de momentos que pueda producirse.

(2) El análisis lineal con redistribución limitada se podrá aplicar en el análisis de los elementos estructurales para la comprobación del Estado Límite Último.

(3) El momento calculado en Estado Límite Último utilizando el análisis elástico lineal, puede redistribuirse, siempre que la distribución resultante de momentos permanezca en equilibrio con las cargas aplicadas.

(4) En vigas continuas o losas que:

a) estén principalmente sometidas a flexión, y

b) la relación de las luces de los vanos adyacentes esté comprendida entre $0{,}5$ y 2,

la redistribución de los momentos flectores puede llevarse a cabo sin una comprobación explícita de la capacidad de giro, siempre que:

$\delta \geq k_1 + k_2 x_u/d$ para $fck \leq 50\ N/mm2$ (5.10a)

$\delta \geq k_3 + k_4 x_u/d$ para $fck > 50\ N/mm2$ (5.10b)

$\geq k_5$ en el caso de utilizar armaduras tipo S o SD (véase tabla 34.2.a)

$\geq k_6$ en el caso de utilizar armadura de tipo T (véase la tabla 34.3). En este caso, los aceros tipo T tendrán que garantizar, además, las siguientes condiciones adicionales: relación fs/fy ≥ 1,05, $\varepsilon_{máx} \geq 2{,}5$ y las especificaciones a fatiga de la tabla 34.2.b,

donde:

δ es la relación entre el momento redistribuido y el momento flector elástico

x_u es la profundidad de la fibra neutra en Estado Límite Último después de la redistribución

d es el canto útil de la sección

$k_1 = 0{,}44$

$k_2 = 1{,}25\ (0{,}6 + 0{,}0014/\varepsilon_{cu2})$

$k_3 = 0{,}54$

$k_4 = 1{,}25\ (0{,}6 + 0{,}0014/\varepsilon_{cu2})$

$k_5 = 0{,}7$

$k_6 = 0{,}8 \cdot \varepsilon_{cu2}$

ε_{cu2} es la deformación ultima cuyo valor se obtendrá de la tabla A19. 3.1.

(5) La redistribución no debe llevarse a cabo en los casos en los que la capacidad de giro no pueda definirse con seguridad (por ejemplo en las esquinas de pórticos pretensados).

(6) Para el cálculo de pilares se usarán los momentos elásticos de la acción de la estructura sin redistribución alguna.

5.6 Análisis plástico

5.6.1 Generalidades

(1) Los métodos basados en el análisis plástico se usarán únicamente para la comprobación en Estado Límite Último.

(2) La ductilidad de las secciones críticas deberá ser suficiente para que se forme el mecanismo previsto.

(3) El análisis plástico se basará en el método del límite inferior (estático) o en el método del límite superior (cinemático).

(4) En general se podrán ignorar los efectos de aplicaciones previas de carga y suponerse un crecimiento monótono de la intensidad de las acciones.

5.6.2 Análisis plástico de vigas, estructuras y losas

(1) Podrá utilizarse el análisis plástico sin comprobación de la capacidad de giro para el Estado Límite Último, siempre que se cumplan las condiciones del apartado 5.6.1(2).

(2) Se considerará que se satisface la ductilidad requerida, sin comprobación alguna, si se cumplen las siguientes condiciones:

i) El área de la armadura de tracción se limita de forma que en cualquier sección:

$x_u/d \leq 0{,}25$ para $f_{ck} \leq 50$ N/mm^2

$x_u/d \leq 0{,}15$ para $f_{ck} \geq 55$ N/mm^2

ii) La armadura pasiva es tipo S o SD

iii) La relación de momentos en los apoyos intermedios respecto a los momentos en el vano se encuentran entre 0,5 y 2.

(3) Los pilares se comprobarán utilizando el máximo momento plástico que pueda transmitirse por los elementos de unión. Para las uniones con losas planas, este momento se incluirá en el cálculo de punzonamiento.

(4) Cuando se utilice el análisis plástico de losas, deberán tenerse en cuenta cualquier falta de uniformidad de la armadura, las fuerzas de tracción en las esquinas y la torsión en los bordes libres.

(5) El método plástico puede extenderse a losas aligeradas (nervadas, alveoladas, reticulares), si su respuesta es similar al de una losa maciza, especialmente en lo que se refiere a los efectos de la torsión.

5.6.3 Capacidad de giro

(1) El procedimiento simplificado para vigas y losas unidireccionales continuas se basa en la capacidad de giro existente en una longitud aproximadamente igual a $1{,}2$ veces el canto de la sección. Se supondrá que estas zonas experimentan una deformación plástica (formación de rótulas plásticas) bajo la combinación de acciones correspondiente. La comprobación del giro plástico en Estado Límite Último se considerará correcta si, bajo la correspondiente combinación de acciones, el giro calculado, θ_s, es menor o igual al giro plástico permitido (véase figura A19.5.5).

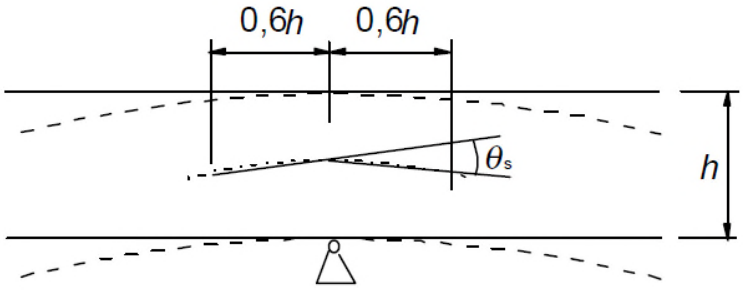


Figura A19.5.5 Giro plástico θ_s de la sección de hormigón armado para vigas y losas unidireccionales continuas

(2) En las regiones de rótulas plásticas, x_u/d no excederá el valor $0{,}45$ para hormigón con $f_{ck} \leq 50$ N/mm^2, y $0{,}35$ para hormigón con $f_{ck} \geq 55$ N/mm^2.

(3) El giro θ_s debe determinarse basándose en los valores de cálculo de las acciones y materiales, así como en los valores medios del pretensado en el instante considerado.

(4) En el procedimiento simplificado, el giro plástico permitido puede determinarse multiplicando el valor del giro básico permitido $\theta_{\mathrm{pl,d}}$ por un coeficiente de corrección k_λ que depende de la esbeltez a cortante.

Para los aceros tipo S o SD se adoptan los valores de $\theta_{\mathrm{pl,d}}$, definidos en la figura A19.5.6. Para hormigones con resistencias f_{ck} menores a 50 N/mm^2 se adoptarán los valores obtenidos de la gráfica correspondiente a f_{ck} 50 N/mm^2. En el caso de resistencias comprendidas entre 50 y 90 N/mm^2 se interpolará linealmente entre las dos gráficas que se presentan en la figura. En el caso de aceros de tipo T, no se podrá aplicar el cálculo plástico.

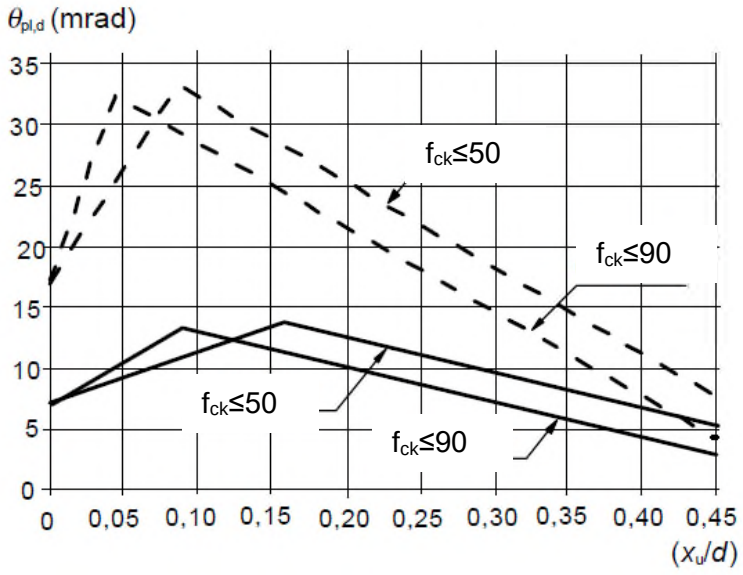
NOTA: Los valores se aplican para una esbeltez a cortante $\lambda = 3{,}0$. Para otros valores de la esbeltez a cortante, $\theta_{\mathrm{pl,d}}$ podrá multiplicarse por k_λ:

$$k_\lambda = \sqrt{\lambda/3} \qquad (5.11)$$

donde λ es la relación entre la distancia comprendida entre los puntos de momento nulo y de momento máximo después de la redistribución y el canto útil, d.

Como simplificación, λ puede calcularse para los valores de cálculo concomitantes de momento flector y esfuerzo cortante:

$$\lambda = M_{Sd} / (V_{Sd} \cdot d) \qquad (5.12)$$



- - - - - Tipo SD
---------- Tipo S

Figura A19.5.6 Valores básicos de giro permitido, $\theta_{\mathrm{pl,d}}$, en secciones de hormigón armado para armadura de tipo S y SD. Los valores se aplican para una esbeltez a cortante $\lambda = 3{,}0$

5.6.4 Análisis mediante modelos de bielas y tirantes

(1) Los modelos de bielas y tirantes pueden utilizarse para el cálculo en Estado Límite Último de regiones continuas (estado fisurado de vigas y losas, véanse apartados 6.1 a 6.4), así como para el cálculo en Estado Límite Último y la definición de los detalles de armado de las regiones discontinuas (véase apartado 6.5). En general, estas regiones de discontinuidad se extienden hasta una distancia h (canto de la sección del elemento) desde la discontinuidad. Los modelos de bielas y tirantes pueden emplearse en aquellos elementos en los que se suponga una distribución lineal en la sección, por ejemplo, la deformación plana.

(2) Las comprobaciones en Estado Límite de Servicio pueden realizarse también mediante modelos de bielas y tirantes, por ejemplo, para la comprobación de las tensiones del acero y el control de la abertura de fisura, si se asegura una compatibilidad aproximada con estos modelos (en particular la posición y dirección de las bielas principales deberá establecerse de acuerdo con la teoría de la elasticidad lineal).

(3) Los modelos de bielas y tirantes consisten en bielas que representan las zonas de tensiones de compresión, tirantes que representan la armadura, además de los nudos de unión. Las fuerzas de los elementos de un modelo de bielas y tirantes deben determinarse manteniendo el equilibrio con las cargas aplicadas en el Estado Límite Último. Los elementos que conforman este modelo deben dimensionarse de acuerdo con las reglas establecidas en el apartado 6.5.

(4) Los tirantes de un modelo de bielas y tirantes deben coincidir en posición y dirección con la armadura pasiva correspondiente.

(5) Los medios posibles para el desarrollo de modelos adecuados de bielas y tirantes incluyen la adopción de trayectorias de tensiones, así como de las redistribuciones procedentes de la teoría elástico-lineal, o del método del incremento de carga. Todo modelo de bielas y tirantes puede optimizarse mediante la utilización de criterios energéticos.

5.7 Análisis no lineal

(1) Los métodos de análisis no lineal pueden utilizarse tanto para Estado Límite Último como para Estado Límite de Servicio, siempre que se cumpla el equilibrio y la compatibilidad, además de suponer un comportamiento no lineal adecuado de los materiales. El análisis puede ser de primer o de segundo orden.

(2) En el Estado Límite Último debe comprobarse la capacidad de las secciones críticas para resistir cualquier deformación anelástica derivada del cálculo teniendo en cuenta las incertidumbres de manera apropiada.

(3) En general, se pueden despreciar los efectos de aplicaciones previas de carga en estructuras sometidas a cargas estáticas pudiendo suponerse un incremento monótono de la intensidad de las acciones.

(4) Si se realiza un análisis no lineal deben emplearse las características del material que representan la rigidez de forma realista, pero que tengan en cuenta las incertidumbres de fallo. Solo se emplearán los formatos de cálculo válidos dentro del correspondiente campo de aplicación.

(5) En estructuras esbeltas, en las que no pueden despreciarse los efectos de segundo orden, se podrá utilizar el método de cálculo establecido en el apartado 5.8.6.

5.8 Análisis de los efectos de segundo orden con esfuerzo axil

5.8.1 Definiciones

Flexión esviada: flexión simultánea sobre dos ejes principales.

Elementos o sistemas arriostrados: elementos estructurales o subsistemas que, en el análisis y en el cálculo, se supone que no contribuyen a la estabilidad horizontal global de la estructura.

Elementos o sistemas de arriostramiento: elementos estructurales o subsistemas que, en el análisis y en el cálculo, se supone que contribuyen a la estabilidad horizontal global de la estructura.

Pandeo: fallo debido a la inestabilidad de un elemento o estructura sometido a compresión simple y sin carga transversal.

NOTA: El “pandeo puro” no es un estado límite relevante en las estructuras reales debido a las imperfecciones y a las cargas transversales, pero en algunos métodos puede emplearse como parámetro una carga nominal de pandeo para el análisis de segundo orden.

Carga de pandeo: carga que origina el pandeo. Para el caso de elementos elásticos aislados, es sinónimo de la carga crítica de Euler.

Longitud efectiva: Es la longitud utilizada para tener en cuenta la forma de la curva de desplazamiento del elemento, pudiéndose definir también como la longitud de pandeo, es decir, la longitud de un pilar biarticulado sometido a un esfuerzo normal constante, con la misma sección y carga de pandeo que el elemento real.

Efectos de primer orden: efectos de las acciones sin considerar el efecto de la deformación estructural, pero incluyendo las imperfecciones geométricas.

Elementos aislados: elementos que se encuentra aislados, o elementos de una estructura que se toman como aislados por razones de cálculo. La figura A19.5.7 muestra ejemplos de elementos aislados con diferentes condiciones de apoyo.

Momento nominal hiperestático: momento de segundo orden empleado en determinados métodos de cálculo, proporcionando un momento total compatible con la resistencia última de la sección (véase el apartado 5.8.5(2)).

Efectos de segundo orden: efectos adicionales causados por las deformaciones estructurales.

5.8.2 Generalidades

(1) Este apartado se refiere a elementos y estructuras en los que el comportamiento estructural se ve influido, de forma significativa, por efectos de segundo orden (por ejemplo pilares, muros, arcos y láminas). En estructuras con un sistema de arriostramiento elástico se pueden producir efectos globales de segundo orden.

(2) En el caso de que se tengan en cuenta los efectos de segundo orden, véase el punto (6), el equilibrio y la resistencia deben comprobarse en el estado deformado. Las deformaciones deben calcularse teniendo en cuenta los efectos correspondientes de fisuración, las propiedades no lineales de los materiales y la fluencia.

NOTA: En un análisis que suponga propiedades lineales de los materiales, esto puede tenerse en cuenta mediante la reducción de los valores de la rigidez, véase el apartado 5.8.7.

(3) Donde corresponda, el análisis deberá incluir los efectos de la flexibilidad de los elementos adyacentes y de las cimentaciones (interacción terreno-estructura).

(4) Debe considerarse el comportamiento estructural en la dirección en la que puedan producirse deformaciones y tener en cuenta la flexión esviada cuando sea necesario.

(5) Las incertidumbres en la geometría y posición de las cargas normales (axiles) se tendrán en cuenta como un efecto adicional de primer orden basado en las imperfecciones geométricas, véase el apartado 5.2.

(6) Los efectos de segundo orden pueden ignorarse si son inferiores al 10% de los efectos de primer orden correspondientes. En el apartado 5.8.3.1 se establece un criterio de simplificación para elementos aislados y en el apartado 5.8.3.3 para las estructuras.

5.8.3 Criterios de simplificación para los efectos de segundo orden

5.8.3.1 Criterio de esbeltez para elementos aislados

(1) Como alternativa al apartado 5.8.2(6) los efectos de segundo orden pueden ignorarse si la esbeltez λ (como se define en el apartado 5.8.3.2) se encuentra por debajo del valor λ_{lim}:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C/\sqrt{\mathrm{n}} \qquad (5.13)$$

donde:

A = $1/(1 + 0{,}2\varphi_{ef})$ (si φ_{ef} no es conocido, se puede usar A =0,7)

B = $1 + \sqrt{1 + 2\omega}$ (si ω no es conocido, se puede usar *B*=1,1)

C = $1{,}7 - r_m$ (si r_m no es conocido, se puede usar *C*=0,7)

φ_{ef} = coeficiente de fluencia eficaz, véase el apartado 5.8.4

ω = $A_s f_{yd}/(A_c f_{cd})$; cuantía mecánica de la armadura

A_s = es el área total de la armadura pasiva longitudinal

n = $N_{Ed}/(A_c f_{cd})$; esfuerzo axil relativo

r_m = M_{01}/M_{02}; relación entre momentos

M_{01}, M_{02} son los momentos de empotramiento de primer orden, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

Si los momentos de empotramiento $M_{01}\, y\, M_{02}$ producen tracciones en el mismo lado, r_m se debería tomar como positivo (es decir $C \leq 1{,}7$), en otro caso como negativo (es decir $C > 1{,}7$).

En los siguientes casos, r_m se debería tomar como 1,0 (es decir $C = 0{,}7$):

- para elementos arriostrados en los cuales los momentos de primer orden surgen solo o predominantemente debido a imperfecciones o cargas transversales,
- para elementos sin arriostrar en general.

(2) En los casos de flexión esviada, el criterio de esbeltez puede comprobarse por separado para cada dirección. Dependiendo de los resultados, los efectos de segundo orden (a) pueden despreciarse en ambas direcciones, (b) deben tenerse en cuenta en una dirección, o (c), deben tenerse en cuenta en ambas direcciones.

5.8.3.2 Esbeltez y longitud efectiva de elementos aislados

(1) La esbeltez se define como:

$$\lambda = l_0/i \qquad (5.14)$$

donde:

l_0 es la longitud efectiva, véase del apartado 5.8.3.2(2) al 5.8.3.2(7)

i es el radio de giro de la sección de hormigón no fisurada.

(2) Para la definición general de la longitud efectiva, véase el apartado 5.8.1. Los ejemplos de longitud efectiva, para elementos aislados con sección constante, se recogen en la figura A19.5.7.

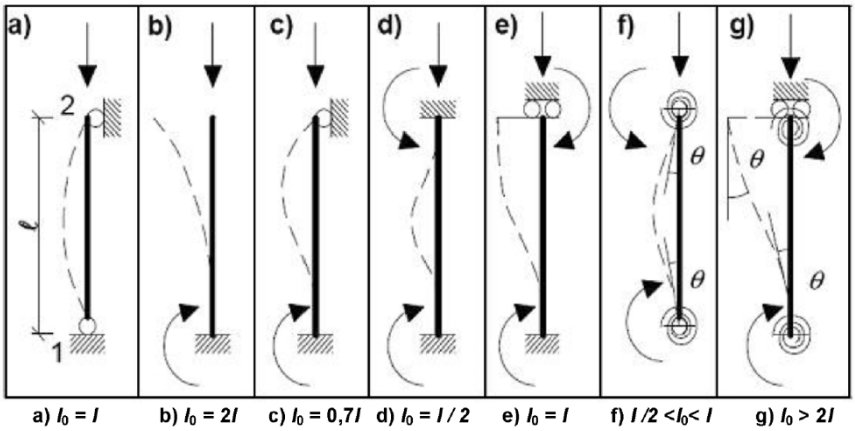


Figura A19.5.7 Ejemplos de diferentes modos de pandeo y sus respectivas longitudes efectivas para elementos aislados

(3) En elementos comprimidos en pórticos, el criterio de esbeltez (véase el apartado 5.8.3.1) debe comprobarse con una longitud efectiva l_0 determinada de la siguiente manera:

Elementos arriostrados (véase figura A19.5.7(f)):

$$l_0 = 0{,}5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0{,}45+k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0{,}45+k_2}\right)} \qquad (5.15)$$

Elementos no arriostrados (véase figura A19.5.7(g)):

$$l_0 = l \cdot max\left\{\sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1+k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1+k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1+k_2}\right)\right\} \qquad (5.16)$$

donde:

k_1 y k_2 flexibilidades relativas de las coacciones al giro en los extremos 1 y 2 respectivamente:

$k = (\theta/M) \cdot (EI/l)$

θ es el giro de los elementos coaccionados para el momento flector M (véanse también las figuras (5.7) f) y g))

EI es la rigidez a flexión de un elemento comprimido, véanse también los apartados 5.8.3.2 (4) y (5)

l es la altura libre entre coacciones extremas del elemento de compresión.

NOTA: $k = 0$ es el límite teórico para coacciones rígidas al giro, mientras $k = \infty$ representa el límite para el caso de no existir coacciones. Dado que en la práctica la coacción completa de la rigidez es difícil de encontrar, se recomienda un valor mínimo de 0,1 para k_1 y k_2.

(4) Si en un nudo un elemento comprimido (pilar) adyacente puede contribuir al giro durante el pandeo pandeo, entonces) en la definición de k (EI/l) debe reemplazarse por $[(EI/l)_a + (EI/l)_b]$, donde a y b representan el elemento comprimido por encima y por debajo del nudo.

(5) En la definición de la longitud efectiva, la rigidez de los elementos de coacción debe incluir el efecto de la fisuración, a menos que en Estado Límite Último se puedan presentar sin fisuras.

(6) Para casos distintos de los definidos en los puntos (2) y (3), como por ejemplo elementos con esfuerzos normales y/o sección variable, el criterio establecido en el apartado 5.8.3.1 debe comprobarse para una longitud efectiva basada en la carga de pandeo (calculado, por ejemplo, mediante un método numérico):

$$l_0 = \pi\sqrt{EI/N_B} \qquad (5.17)$$

donde:

EI es la rigidez a flexión representativa

N_B es la carga de pandeo expresada en términos de esta rigidez EI, (en la expresión 5.14). De igual manera, i debe corresponderse con esta rigidez EI.

(7) Los efectos de coacción de los muros transversales puede tenerse en cuenta, para el cálculo de la longitud efectiva de los muros, mediante el coeficiente β, establecido en el apartado 12.6.5.1. Para ello, en la expresión (12.9) y en la tabla A19.12.1, se sustituirá l_w por l_0, determinada de acuerdo con el apartado 5.8.3.2.

5.8.3.3 Efectos globales de segundo orden en edificación

(1) Como alternativa al apartado 5.8.2(6), los efectos de segundo orden pueden despreciarse en edificación si:

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s+1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \qquad (5.18)$$

donde:

$F_{V,Ed}$ es la carga vertical total (en elementos arriostrados y en elementos de arriostramiento)

n_s es el número de plantas

L es la altura total del edificio sobre el nivel de coacción del momento

E_{cd} es el valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón, véase el apartado 5.8.6(3)

I_c es el momento de inercia (de la sección no fisurada de hormigón) del elemento de arriostramiento

$k_1 = 0{,}31$.

La expresión (5.18) es válida únicamente si se cumplen todas las condiciones siguientes:

- La inestabilidad a torsión no es predominante, es decir, la estructura es razonablemente simétrica,
- Las deformaciones globales por cortante son despreciables (como en un sistema de arriostramiento que consiste principalmente en muros sin grandes aberturas),
- Los elementos de arriostramiento estén fijados de forma rígida a la base, es decir, los giros son despreciables,
- La rigidez de los elementos de arriostramiento es aproximadamente constante a lo largo de su altura.
- El incremento de la carga vertical total es similar en cada una de las plantas.

(2) En la expresión (5.18), k_1 puede adoptar el valor de $0{,}62$. si se puede verificar que los elementos de arriostramiento no están fisurados en el Estado Límite Último.

NOTA 1: Para los casos en los que el sistema de arriostramiento tenga deformaciones globales de cortante y/o giros en los extremos significativos, véase el Apéndice H (que también establece el marco para las reglas descritas anteriormente).

5.8.4 Fluencia

(1) En el análisis de segundo orden deberá tenerse en cuenta el efecto de la fluencia, considerando en la combinación de cargas que se analiza las condiciones generales de la fluencia (véase el apartado 3.1.4) y la duración de las diferentes cargas.

(2) La duración de las cargas se podrá tener en cuenta de forma simplificada, mediante un coeficiente de fluencia efectivo, φ_{ef}, que, utilizado de forma conjunta con las cargas de proyecto, proporciona la deformación de fluencia (curvatura) correspondiente a cargas cuasi-permanentes.

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp}/M_{0Ed} \qquad (5.19)$$

donde:

$\varphi(\infty, t_0)$ es el coeficiente de fluencia a tiempo infinito de acuerdo con el apartado 3.1.4

M_{0Eqp} es el momento flector de primer orden en la combinación cuasi-permanente (Estado Límite de Servicio)

M_{0Ed} es el momento flector de primer orden en la combinación de cálculo (Estado Límite Último).

NOTA: También es posible definir φ_{ef} a partir de los momentos flectores M_{Eqp} y M_{Ed}, pero esto requiere la iteración y comprobación de la estabilidad, bajo cargas cuasi-permanentes con $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0)$.

(3) Si en un elemento de la estructura, el cociente M_{0Eqp}/M_{0Ed} varía, dicha relación se puede calcular para la sección de momento máximo, o puede emplearse un valor medio representativo.

(4) El efecto de la fluencia puede ignorarse, es decir, se puede suponer $\varphi_{ef} = 0$, si se cumplen las tres condiciones siguientes:

- $\varphi(\infty, t_0) \leq 2$
- $\lambda \leq 75$
- $M_{0Ed}/N_{Ed} \geq h$

Aquí M_{0Ed} es el momento de primer orden y h es el canto de la sección en la dirección correspondiente.

NOTA: Si las condiciones para despreciar los efectos de segundo orden, de acuerdo con el apartado 5.8.2(6) o 5.8.3.3, se cumplen de manera muy ajustada, es muy poco conservador despreciar los efectos de

segundo orden o la fluencia, a menos que la cuantía mecánica (ω, véase el apartado 5.8.3.1(1)) sea como mínimo $0{,}25$.

5.8.5 Métodos de cálculo

(1) Los métodos de cálculo incluyen un método general, basado en el análisis no lineal de segundo orden (véase el apartado 5.8.6) y en los dos métodos simplificados siguientes, pudiendo emplearse cualquiera de los dos:

(a) Método basado en la rigidez nominal, véase el apartado 5.8.7.

(b) Método basado en la curvatura nominal, véase el apartado 5.8.8.

NOTA: Los momentos nominales de segundo orden, proporcionados por los métodos simplificados (a) y (b), son, a veces, mayores que los momentos correspondientes a la inestabilidad. Esto es así para asegurar que el momento total sea compatible con la resistencia de la sección.

(2) El método (a) puede utilizarse para elementos aislados y para estructuras completas, si los valores de la rigidez nominal se estiman de forma apropiada; véase el apartado 5.8.7.

(3) El método (b) es más adecuado para elementos aislados; véase 5.8.8, pudiéndose emplear también para estructuras completas si se utilizan hipótesis realistas de la distribución de la curvatura.

5.8.6 Método general

(1) El método general se basa en el análisis no lineal, incluyendo la no linealidad de la geometría, es decir, los efectos de segundo orden. Se aplicarán las reglas generales para el análisis no lineal establecidas en el apartado 5.7.

(2) Se deberán utilizar los diagramas tensión-deformación adecuados para hormigón y acero, y tener en cuenta el efecto de la fluencia.

(3) Podrán utilizarse los diagramas tensión-deformación para hormigón del apartado 3.1.5, y en la expresión (3.14) y del acero en la figura A19.3.8 del apartado 3.2.7. Con diagramas tensión-deformación basados en valores de cálculo, el valor de cálculo de la carga última se obtiene directamente del análisis. En el valor de k de la expresión (3.14) se sustituye f_{cm} por la resistencia a compresión de cálculo f_{cd} y E_{cm} por $E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{CE}$, tomando $\gamma_{CE} = 1{,}2$.

(4) En ausencia de modelos más precisos, puede tenerse en cuenta la fluencia multiplicando todos los valores de deformación del diagrama tensión-deformación del hormigón, de acuerdo con 5.8.6(3), por un coeficiente $(1 + \varphi_{ef})$, donde φ_{ef} es el coeficiente de fluencia efectivo de acuerdo con el apartado 5.8.4.

(5) Debe tenerse en cuenta el efecto favorable de la rigidez a tracción.

NOTA: Este efecto es favorable y, por simplicidad, puede ignorarse siempre.

(6) Normalmente, las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de las deformaciones se cumplen en varias secciones. Una alternativa simplificada es considerar únicamente la sección o secciones críticas, así como una variación apropiada de la curvatura entre estas secciones, por ejemplo, similar al momento de primer orden u otro tipo de simplificacion adecuada.

5.8.7 Método basado en la rigidez nominal

5.8.7.1 Generalidades

(1) En un análisis de segundo orden basado en la rigidez, deben utilizarse los valores nominales de la rigidez a flexión, teniendo en cuenta los efectos de la fisuración, la no linealidad de los materiales y la fluencia sobre el comportamiento global. Esto también se aplica a los elementos adyacentes que intervienen en el análisis, como es el caso de vigas, losas y cimentaciones. Cuando corresponda, deberá tenerse en cuenta la interacción terreno- estructura.

(2) El momento de cálculo resultante se emplea para el dimensionamiento de las secciones con respecto al momento flector y al esfuerzo axil, siguiendo lo establecido en 6.1, en comparación con el apartado 5.8.5(1).

5.8.7.2 Rigidez nominal

(1) Para estimar la rigidez nominal de los elementos esbeltos comprimidos con sección transversal arbitraria deberá emplearse el siguiente modelo:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \qquad (5.21)$$

donde:

E_{cd} es el valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón, véase el apartado 5.8.6(3)

I_c es el momento de inercia de la sección de hormigón

E_s es el valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura, véase el apartado 5.8.6(3)

I_s es el momento de inercia de la sección de armadura, respecto al centro del área de hormigón

K_c es el coeficiente que tiene en cuenta los efectos de fisuración, fluencia, etc., véase el apartado 5.8.7.2(2) o (3)

K_s es el coeficiente que tiene en cuenta la contribución de la armadura, véase el apartado 5.8.7.2(2) o (3).

(2) En la expresión (5.21) pueden utilizarse los siguientes coeficientes , siempre que $\rho \geq 0{,}002$:

$$K_s = 1$$

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \qquad (5.22)$$

donde:

ρ es la cuantía geométrica de armadura, A_s / A_c

A_s es el área total de armadura

A_c es el área de la sección de hormigón

φ_{ef} es el coeficiente de fluencia efectivo, véase el apartado 5.8.4

k_1 es un coeficiente que depende la resistencia del hormigón f_{ck} (expresión (5.23))

k_2 es un coeficiente que depende del esfuerzo axil y la esbeltez (expresión (5.24)).

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20}\ (N/mm^2) \qquad (5.23)$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0{,}20 \qquad (5.24)$$

donde:

n es el axil reducido, $N_{Ed} / (A_c f_{cd})$

λ es la esbeltez, véase el apartado 5.8.3

Si la esbeltez λ no está definida puede tomarse k_2 como:

$$k_2 = n \cdot 0{,}30 \leq 0{,}20 \qquad (5.25)$$

(3) Como alternativa simplificada, siempre que $\rho \geq 0{,}01$, se utilizarán los siguientes coeficientes en la expresión (5.21):

$K_s = 0$

$K_c = 0{,}3/(1 + 0{,}5\varphi_{ef})$ (5.26)

NOTA: La alternativa simplificada puede ser adecuada como paso preliminar para lograr un cálculo de mayor precisión de acuerdo con (2).

(4) En estructuras hiperestáticas, deben tenerse en cuenta los efectos desfavorables de la fisuración en los elementos adyacentes. Las expresiones (5.21 a 5.26) no son, por lo general, aplicables a estos elementos. Se podrán tener en cuenta la fisuración parcial y la rigidez a tracción del hormigón, por ejemplo de acuerdo con el apartado 7.4.3. Sin embargo, como simplificación, se puede admitir que las secciones están completamente fisuradas. La rigidez deberá basarse en un módulo efectivo del hormigón:

$$E_{cd,eff} = E_{cd}/(1 + \varphi_{ef}) \quad (5.27)$$

donde:

E_{cd} es el valor de cálculo del módulo de elasticidad de acuerdo con el apartado 5.8.6(3)

φ_{ef} es el coeficiente de fluencia efectivo, pudiendo emplearse el mismo valor que en pilares.

5.8.7.3 Coeficiente de mayoración de momentos

(1) El momento total de cálculo, incluido el momento de segundo orden, puede expresarse como un aumento de los momentos flectores resultantes de un análisis de primer orden, es decir:

$$M_{Ed} = M_{0Ed}\left[1 + \frac{\beta}{(N_B/N_{Ed})-1}\right] \quad (5.28)$$

donde:

M_{0Ed} es el momento de primer orden, véase también el apartado 5.8.8.2(2)

β es un coeficiente que depende de la distribución de los momentos de primer y de segundo orden, véase los apartados 5.8.7.3(2) y (3)

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil

N_B es la carga de pandeo basada en la rigidez nominal.

(2) Para elementos aislados, con sección constante y carga axil, puede suponerse que el momento de segundo orden sigue una distribución sinusoidal.

$$\beta = \pi^2/c_0 \quad (5.29)$$

donde:

c_0 es un coeficiente que depende de la distribución del momento de primer orden (por ejemplo $c_0 = 8$ para una distribución constante, $c_0 = 9{,}6$ para una distribución parabólica y 12 para una distribución triangular simétrica, etc.).

(3) Para elementos sin carga transversal, los momentos extremos de primer orden M_{01} y M_{02} pueden sustituirse por un momento de primer orden equivalente y constante M_{0e}, de acuerdo con el apartado 5.8.8.2(2). Siguiendo esta hipótesis de momento constante, deberá disponerse $c_0 = 8$.

NOTA: El valor de $c_0 = 8$ también es aplicable a elementos doblados con una doble curvatura. Debe indicarse que, en ciertos casos, dependiendo de la esbeltez y del esfuerzo axil, los momentos extremos pueden ser mayores que los momentos equivalentes mayorados.

(4) Donde no sean de aplicación los apartados 5.8.7.3(2) o (3), $\beta = 1$ es generalmente una simplificación razonable. La expresión (5.28) se puede reducir a la siguiente:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1-(N_{Ed}/N_B)} \quad (5.30)$$

NOTA: 5.8.7.3(4) es también aplicable al análisis global de ciertos tipos de estructuras, por ejemplo, estructuras arriostradas por pantallas de rigidización y similares, donde la acción principal es el momento flector en los elementos de arriostramiento. Para otros tipos de estructuras, se establece una aproximación más general en el apartado H.2 del Apéndice H.

5.8.8 Método basado en la curvatura nominal

5.8.8.1 Generalidades

(1) Este método es adecuado sobre todo para elementos aislados con esfuerzo normal constante y una longitud efectiva definida l_0 (véase el apartado 5.8.3.2). El método establece un momento nominal de segundo orden basado en una deformación, que a su vez se basa en la longitud efectiva y en la máxima curvatura estimada (véase también el apartado 5.8.5(3)).

(2) El momento de cálculo resultante se utiliza para el dimensionamiento de secciones, con respecto al momento flector y al esfuerzo axil, de acuerdo con lo establecido en el apartado 6.1.

5.8.8.2 Momentos flectores

(1) El momento de cálculo es:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (5.31)$$

donde:

M_{0Ed} es el momento de primer orden, incluyendo el efecto de las imperfecciones, véase también el apartado 5.8.8.2(2)

M_2 es el momento nominal de segundo orden, véase el apartado 5.8.8.2(3).

El valor máximo de M_{Ed} se establece mediante las distribuciones de M_{0Ed} y M_2; esta última, puede tomarse como distribución parabólica o sinusoidal respecto a la longitud efectiva.

NOTA: Para elementos hiperestáticos, M_{0Ed} se determina para las condiciones de contorno reales, mientras M_2 dependerá de las condiciones de contorno a través de la longitud efectiva del apartado 5.8.8.1(1).

(2) En el caso de elementos sin cargas aplicadas en sus extremos, los momentos extremos de primer orden, M_{01} y M_{02}, pueden sustituirse por un momento equivalente de primer orden M_{0e}:

$$M_{0e} = 0{,}6M_{02} + 0{,}4M_{01} \geq 0{,}4M_{02} \quad (5.32)$$

Si M_{01} y M_{02} dan lugar a tensiones en el mismo lado de la sección, deben tener el mismo signo, en caso contrario, tendrán signos opuestos. Además, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

(3) El momento nominal de segundo orden en la expresión (5.31) es:

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (5.33)$$

donde:

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil

e_2 es la flecha= $(1/r){l_0}^2/c$

$1/r$ es la curvatura, véase el apartado 5.8.8.3

l_0 es la longitud efectiva, véase el apartado 5.8.3.2

c es un coeficiente que depende de la distribución de la curvatura, véase el apartado 5.8.8.2(4).

(4) Para sección constante, es habitual la utilización de $c = 10(\approx \pi^2)$. Si el momento de primer orden es constante, debe considerarse un valor inferior (8 es el límite inferior correspondiente a un momento total constante).

NOTA: El valor π^2 corresponde a una distribución sinusoidal de la curvatura. Para curvatura constante el valor será 8. Debe observarse que c depende de la distribución total de la curvatura, mientras c_0 en el apartado 5.8.7.3(2) depende únicamente de la curvatura correspondiente al momento de primer orden.

5.8.8.3 Curvatura

(1) Para elementos con sección simétrica constante (incluida la armadura), se emplea la siguiente expresión:

$$1/r = K_r \cdot K_\varphi \cdot 1/r_0 \qquad (5.34)$$

donde:

K_r es un coeficiente de corrección que depende de la carga normal, véase el apartado 5.8.8.3(3),

K_φ es un coeficiente que tiene en cuenta la fluencia, véase el apartado 5.8.8.3(4),

$1/r_0 = \varepsilon_{yd}/(0{,}45d)$

$\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$

d canto útil, véase también el apartado 5.8.8.3(2).

(2) Si la totalidad de la armadura no está concentrada en lados opuestos, sino que una parte está distribuida de forma paralela al plano de flexión, d se define como:

$$d = (h/2) + i_s \qquad (5.35)$$

donde i_s es el radio de giro del área total de armadura.

(3) K_r, en la expresión (5.34), deberá tomarse como:

$$K_r = (n_u - n)/(n_u - n_{bal}) \leq 1 \qquad (5.36)$$

donde:

$n = N_{Ed}/(A_c f_{cd})$, es el axil reducido

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil

$$n_u = 1 + \omega$$

n_{bal} es el valor de n utilizando el momento máximo resistente; puede emplearse el valor 0,4

$\omega = A_s f_{yd}/(A_c f_{cd})$

A_s es el área total de armadura

A_c es el área de la sección de hormigón.

(4) Debe tenerse en cuenta el efecto de la fluencia mediante el siguiente coeficiente:

$$K_\varphi = 1 + \beta\varphi_{ef} \geq 1 \qquad (5.37)$$

donde:

φ_{ef} es el coeficiente de fluencia efectivo, véase el apartado 5.8.4

$\beta = 0{,}35 + f_{ck}/200 - \lambda/150$

λ es la esbeltez, véase el apartado 5.8.3.2.

5.8.9 Flexión esviada

(1) El método general descrito en el apartado 5.8.6 puede utilizarse también para la flexión esviada. Las siguientes disposiciones se aplican al utilizar métodos simplificados. Se debe tener especial cuidado a la hora de identificar la sección a lo largo del elemento con la combinación crítica de momentos.

(2) Como primer paso, debe realizarse un cálculo independiente en cada dirección principal sin tener en cuenta la flexión esviada, Únicamente habrá que tener en cuenta las imperfecciones en la dirección en la que se vaya a producir el efecto más desfavorable.

(3) No son necesarias comprobaciones adicionales si los coeficientes de esbeltez cumplen las dos condiciones siguientes:

$$\lambda_y/\lambda_z \leq 2 \text{ y } \lambda_z/\lambda_y \leq 2 \qquad (5.38a)$$

y si las excentricidades relativas e_y/h_{eq} y e_z/b_{eq} (véase la figura A19.5.8) cumplen una de las siguientes condiciones:

$$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0{,}2 \text{ ó } \frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \leq 0{,}2 \qquad (5.38b)$$

donde:

b, h son el ancho y el canto de la sección

$b_{eq} = i_y \cdot \sqrt{12}$ y $h_{eq} = i_z \cdot \sqrt{12}$ para una sección rectangular equivalente

λ_y, λ_z son los coeficientes de esbeltez l_0/i con respecto a los ejes y y z respectivamente

i_y, i_z son los radios de giro con respecto a los ejes y y z, respectivamente

$e_z = M_{Edy}/N_{Ed}$ es la excentricidad a lo largo del eje z

$e_y = M_{Edz}/N_{Ed}$ es la excentricidad a lo largo del eje y

M_{Edy} es el momento de cálculo sobre el eje y, incluyendo el momento de segundo orden

M_{Edz} es el momento de cálculo sobre el eje z, incluyendo el momento de segundo orden

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil con la combinación de cargas correspondiente.

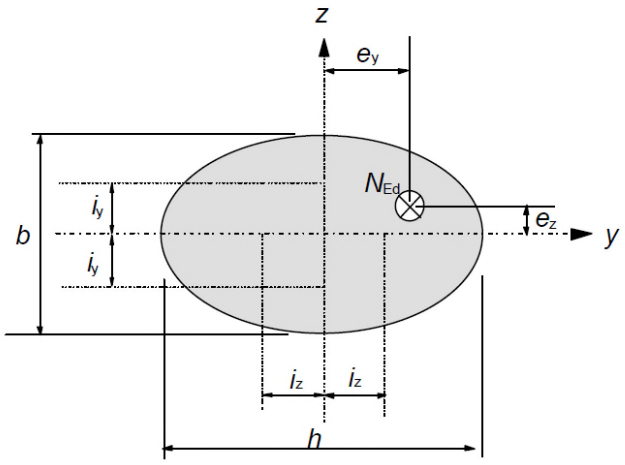


Figura A19.5.8 Definición de las excentricidades e_y y e_z

(4) Si no se cumple la condición de la expresión (5.38), la flexión esviada debe tenerse en cuenta incluyendo los efectos de segundo orden en cada dirección (salvo que puedan ignorarse de acuerdo con lo establecido en el apartado 5.8.2(6) o 5.8.3). En ausencia de un cálculo más preciso de la sección para flexión esviada se podrá emplear el siguiente criterio de simplificación:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1{,}0 \qquad (5.39)$$

donde:

$M_{Edz/y}$ es el momento de cálculo alrededor de sus ejes correspondientes, incluyendo los momentos de segundo orden

$M_{Rdz/y}$ es el momento resistente en la dirección correspondiente

a es un exponente

para secciones circulares y elípticas: $a = 2$

para secciones rectangulares:

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1
a=	1	1,5	2

con interpolación lineal para valores intermedios

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil,

$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$ es el axil resistente de cálculo de la sección donde:

A_c es el área bruta de la sección del hormigón

A_s es el área de la armadura longitudinal.

5.9 Inestabilidad lateral de vigas esbeltas

(1) Se tendrá en cuenta, cuando sea necesario, la inestabilidad lateral de vigas esbeltas, por ejemplo durante el transporte y montaje de vigas prefabricadas, para vigas con un arriostramiento lateral insuficiente en la estructura final, etc. Las imperfecciones geométricas también se tendrán en cuenta.

(2) En la comprobación de las vigas sin arriostrar debe suponerse una deformación lateral de $l/300$ como imperfección geométrica, siendo l la longitud total de la viga. En estructuras terminadas, se tendrá en cuenta el arriostramiento de los elementos conectados.

(3) Los efectos de segundo orden relacionados con la inestabilidad lateral podrán ignorarse si se cumplen las siguientes condiciones:

-situaciones permanentes: $\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}}$ y $h/b \leq 2{,}5$ (5.40a)

-situaciones transitorias: $\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}}$ y $h/b \leq 3{,}5$ (5.40b)

donde:

l_{0t} es la distancia entre las coacciones a torsión

h es el canto total de la viga en la zona central de l_{0t}

b es el ancho del ala comprimida.

(4) En el cálculo de estructuras de soporte se tendrá en cuenta la torsión asociada a la inestabilidad lateral.

5.10 Elementos y estructuras pretensados

5.10.1 Generalidades

(1) El pretensado considerado en este anejo es el que se aplica al hormigón mediante armaduras activas.

(2) Los efectos del pretensado se pueden considerar como una acción o fuerza externa causada por la deformación y curvatura iniciales. Por ello, la capacidad portante del elemento debe calcularse teniéndolo en cuenta.

(3) En general, el pretensado se introduce en la combinación de acciones, definida de acuerdo con el Anejo 18 de este Código Estructural o en la reglamentación específica vigente, como parte de los casos de carga y sus efectos deben incluirse en el momento interno aplicado y en el esfuerzo axil.

(4) Siguiendo las hipótesis del apartado (3), la contribución de las armaduras activas a la resistencia de la sección debe limitarse a su resistencia adicional tras el pretensado. Esta contribución puede calcularse suponiendo que el origen del diagrama tensión-deformación de las armaduras activas se desplaza por los efectos del pretensado.

(5) Se debe evitar la rotura frágil del elemento causada por el fallo de las armaduras activas.

(6) Debe evitarse la rotura frágil mediante la aplicación de uno o varios de los siguientes métodos:

Método A: Disposición de la armadura mínima de acuerdo con el apartado 9.2.1.

Método B: Disposición de armaduras activas adherentes.

5.10.2 Fuerza de pretensado durante el tesado

5.10.2.1 Fuerza máxima de pretensado

(1) La fuerza aplicada a la armadura activa, P_{max} (es decir, la fuerza aplicada al extremo activo durante el tesado), no deberá superar el siguiente valor:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} \qquad (5.41)$$

donde:

A_p es el área de la sección transversal del pretensado

$\sigma_{p,max}$ es la tensión máxima aplicada a la armadura activa $\sigma_{p,max} = min\{k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k}\}$. Se utilizarán los valores $k_1 = 0{,}80$ y $k_2 = 0{,}90$. Dichos valores podrán incrementarse a k_1=0,85 y k_2=0,95 cuando tanto el acero para armaduras activas como el aplicador del pretensado o, en su caso, el prefabricador, estén en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, conforme con el Artículo 18 del Código Estructural.

5.10.2.2 Limitación de las tensiones en el hormigón.

(1) Deberá evitarse la rotura y el hendimiento local del hormigón en los extremos de los elementos postesados y pretesados.

(2) Debe evitarse la rotura y el hendimiento local del hormigón tras los anclajes de postesado, de acuerdo con la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

(3) La resistencia del hormigón, en el momento de aplicar o transferir el esfuerzo de pretensado, no debe ser inferior al valor mínimo establecido en la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

(4) Si el pretensado se aplica por etapas, tendón a tendón, puede reducirse la resistencia requerida del hormigón. La resistencia mínima $(f_{cm}(t))$, para un tiempo t, deberá ser el 50% (k_4) de la resistencia mínima requerida para el pretensado total que establezca la correspondiente Evaluación Técnica

Europea. Entre la resistencia mínima y la resistencia del hormigón requerida para el pretensado total, el pretensado puede interpolarse entre el 30% (k_5) y el 100% del pretensado total.

(5) La tensión a compresión del hormigón en la estructura, resultante del esfuerzo de pretensado y de otras cargas actuantes en el momento del tesado o de transferencia de la fuerza del pretensado, debe limitarse a:

$$\sigma_c \leq 0{,}6 f_{ck}(t) \qquad (5.42)$$

donde $f_{ck}(t)$ es la resistencia característica a compresión del hormigón para un tiempo t cuando está sometido a la fuerza de pretensado.

Para elementos con armaduras pretesas, la tensión en el momento de transferir el pretensado puede incrementarse hasta $k_6 \cdot f_{ck}(t)$ siendo $k_6 = 0{,}7$, siempre que se pueda justificar, mediante ensayos o mediante la experiencia, que se evita la fisuración longitudinal.

Si la tensión de compresión es permanentemente mayor que $0{,}45 f_{ck}(t)$, se debe tener en cuenta el comportamiento no lineal de la fluencia.

5.10.2.3 Mediciones

(1) En el caso de postesado deberán comprobarse mediante mediciones la fuerza de pretensado y el alargamiento de la armadura, y controlarse las pérdidas reales debidas al rozamiento.

5.10.3 Fuerza de pretensado

(1) Para un tiempo t y a una distancia x (o longitud de arco) a partir del extremo activo de la armadura, el esfuerzo medio de pretensado $P_{m,t}(x)$ es igual a la máxima fuerza aplicada en el extremo activo, P_{max}, menos las pérdidas instantáneas y diferidas (véanse las disposiciones de los párrafos siguientes). Se considerarán valores absolutos para todas las pérdidas.

(2) El valor del pretensado inicial $P_{m,0}(x)$ (para un tiempo $t = t_0$) aplicado al hormigón inmediatamente después del tesado y anclaje (postesado), o después de la transferencia del pretensado (pretesado), se obtiene restando al valor de P_{max} las pérdidas instantáneas $\Delta P_i(x)$ y no debe sobrepasar el siguiente valor:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \qquad (5.43)$$

donde:

$\sigma_{pm0}(x)$ es la tensión de la armadura activa inmediatamente después del tesado o de la transferencia, $= min\{k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k}\}$, donde $k_7 = 0{,}70$ y $k_8 = 0{,}80$. Dichos valores podrán incrementarse a k_7=0,75 y k_8=0,85 cuando tanto el acero para armaduras activas como el aplicador del pretensado o, en su caso, el prefabricador, estén en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, conforme con el Artículo 18 del Código Estructural.

(3) Cuando se determinen las pérdidas instantáneas $\Delta P_i(x)$, se tendrán en cuenta, según corresponda (véanse los apartados 5.10.4 y 5.10.5), los siguientes efectos inmediatos en las armaduras pretesas y postesas:

- pérdidas por acortamiento elástico del hormigón ΔP_{el},
- pérdidas por relajación a corto plazo ΔP_r,
- pérdidas por rozamiento $\Delta P_\mu(x)$,
- pérdidas por penetración de cuñas ΔP_{sl}.

(4) El valor medio de la fuerza de pretensado, $P_{m,t}(x)$, para un tiempo $t > t_0$ debe determinarse en función del método de pretensado empleado. Además de las pérdidas establecidas en el punto (3), deben considerarse las pérdidas diferidas $\Delta P_{c+s+r}(x)$ (véase el apartado 5.10.6) como resultado de la fluencia y la retracción del hormigón, así como de la relajación a largo plazo de la armadura activa, y $P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$.

5.10.4 Pérdidas instantáneas del pretensado con armaduras pretesas

(1) Para el pretensado con armaduras pretesas, deben tenerse en cuenta las siguientes pérdidas:

(i) Durante el proceso de tesado: pérdidas por rozamiento en los desviadores (en el caso de alambres o cordones curvos) y pérdidas por penetración de cuñas en los dispositivos de anclaje.

(ii) Antes de la transferencia del pretensado al hormigón: pérdidas debidas a la relajación de las armaduras pretesas durante el periodo comprendido entre el tesado de las armaduras y la transferencia del pretensado al hormigón.

NOTA: En el caso de curado al vapor, las pérdidas debidas a la retracción y relajación se modifican y deberán estimarse en consecuencia; además, deberán considerarse los efectos térmicos directos (véase el apartado 10.3.2.1 y el Apéndice D).

(iii) En el momento de transferencia del pretensado al hormigón: pérdidas debidas al acortamiento del hormigón como resultado de la acción de las armaduras pretesas al ser liberadas de sus anclajes.

5.10.5 Pérdidas instantáneas del pretensado con armaduras postesas

5.10.5.1 Pérdidas debidas a la deformación instantánea del hormigón

(1) Se tendrán en cuenta las pérdidas en la fuerza de pretensado debidas a la deformación del hormigón, considerando el orden en que son tesadas las armaduras.

(2) Esta pérdida, ΔP_{el}, puede suponerse como un valor medio para cada armadura activa:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \qquad (5.44)$$

donde:

$\Delta \sigma_c(t)$ es la variación de la tensión en el centro de gravedad de la armadura activa para un tiempo t

j es un coeficiente igual a:

- $(n-1)/2n$ donde n es el número de elementos de la armadura activa idénticos pretensados sucesivamente. Como aproximación j puede tomarse igual a $1/2$
- 1 para las variaciones debidas a las acciones permanentes aplicadas tras el pretensado.

5.10.5.2 Pérdidas por rozamiento

(1) Las pérdidas por rozamiento $\Delta P_\mu(x)$ en la armadura activa postesa pueden estimarse con:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta + kx)}) \qquad (5.45)$$

donde:

θ es la suma de las desviaciones angulares sobre una distancia x (independientemente de la dirección y el signo)

μ es el coeficiente de rozamiento entre la armadura activa y la vaina

k es una deformación angular involuntaria para la armadura activa interior (por unidad de longitud)

x es la distancia, a lo largo de la armadura activa, desde el punto en el que la fuerza de pretensado es igual a P_{max} (la fuerza en el extremo activo durante el tesado).

Los valores de μ y k se indican en la correspondiente Evaluación Técnica Europea. El valor de μ depende de las características superficiales de la armadura activa y la vaina, de la presencia o no de óxido, del alargamiento de la armadura y de su trazado.

El valor de k para la deformación angular involuntaria, depende de la calidad de la ejecución, de la distancia entre los puntos de apoyo de la armadura, del tipo de conducto o vaina empleada y del grado de vibración utilizado para la puesta en obra del hormigón.

(2) En ausencia de datos aportados por la correspondiente Evaluación Técnica Europea, en la expresión (5.45) pueden utilizarse los valores de μ indicados en la tabla A19. 5.1.

(3) En ausencia de datos en la correspondiente Evaluación Técnica Europea, los valores para las deformaciones involuntarias angulares en la armadura activa interior estarán dentro del intervalo $0{,}005 < k < 0{,}01$ por metro.

(4) Para la armadura activa exterior, pueden ignorarse las pérdidas del pretensado ocasionadas por los ángulos involuntarios.

Tabla A19. 5.1 Coeficientes de rozamiento μ para la armadura activa interior postesada y la exterior no adherente.

	Armadura activa interior[1)]	Armadura activa exterior no adherente			
		Vaina de acero/sin lubricar	Vaina de PEAD/sin lubricar	Vaina de acero/con lubricación	Vaina de PEAD/con lubricación
Alambre trefilado en frío	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Cordón	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Barra deformada	0,65	-	-	-	-
Barra lisa	0,33	-	-	-	-

[1)] Para armaduras activas que ocupan aproximadamente la mitad de la vaina

NOTA: PEAD- Polietileno de alta densidad.

5.10.5.3 Pérdidas en el anclaje

(1) Deben tenerse en cuenta las pérdidas debidas a la penetración de cuñas en los dispositivos de anclaje, durante la operación de anclaje tras el tesado, así como las debidas a la deformación del propio anclaje.

(2) Los valores de la penetración de cuñas se indican en la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

5.10.6 Pérdidas diferidas del pretensado para armaduras pretesas y postesas

(1) Las pérdidas diferidas pueden calcularse considerando las dos reducciones de la tensión que se describen a continuación:

a) Pérdidas debidas a la reducción de la elongación de la armadura activa, causada por la acción de la fluencia y la retracción del hormigón bajo cargas permanentes.

b) La reducción de la tensión en el acero debida a su relajación.

NOTA: La relajación del acero depende de la deformación de fluencia y retracción del hormigón. Generalmente, y de forma aproximada, esta interacción puede tenerse en cuenta mediante un coeficiente reductor igual a 0,8.

(2) La expresión (5.46) establece un método simplificado para evaluar las pérdidas diferidas a una distancia x bajo cargas permanentes.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta\sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0{,}8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}}\varphi(t,t_0)\cdot\sigma_{c,QP}}{1+\frac{E_p\ A_p}{E_{cm}A_c}\left(1+\frac{A_c}{I_c}z_{cp}^2\right)[1+0{,}8\varphi(t,t_0)]} \qquad (5.46)$$

donde:

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ es el valor absoluto de la variación de tensiones en la armadura activa causada por la fluencia, la retracción y la relajación a la distancia x, para un tiempo t

ε_{cs} es la deformación por retracción, en valor absoluto, estimada de acuerdo con el apartado 3.1.4(6)

E_p es el módulo de elasticidad del acero de de la armadura activa, véase el apartado 3.3.6(2)

E_{cm} es el módulo de elasticidad del hormigón (tabla A19.3.1)

$\Delta\sigma_{pr}$ es el valor absoluto de la variación de tensiones en la armadura activa a una distancia x y para un tiempo t, causada por la relajación del acero. Se determina para una tensión de $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$,

donde $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$ es la tensión inicial de la armadura activa debida al pretensado inicial y a las acciones cuasi-permanentes

$\varphi(t, t_0)$ es el coeficiente de fluencia para un instante t, con cargas aplicadas en el instante t_0

$\sigma_{c,QP}$ es la tensión en el hormigón adyacente a la armadura activa, debida al por el peso propio, al pretensado inicial y a otras acciones cuasi-permanentes. El valor de $\sigma_{c,QP}$ puede tomarse como el efecto de parte del peso propio y del pretensado inicial, o bien el efecto de la combinación cuasi-permanente de acciones dispuesta en su totalidad ($\sigma_c(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$), dependiendo de la etapa de la construcción considerada

A_p es el área total de la armadura activa en la posición x considerada

A_c es el área de la sección de hormigón

I_c es el momento de inercia de la sección de hormigón

z_{cp} es la distancia entre el centro de gravedad de la sección de hormigón y la armadura activa.

Las tensiones de compresión y sus correspondientes deformaciones en la expresión (5.46) deben utilizarse con signo positivo.

(2) La expresión (5.46) se aplica a la armadura activa adherente cuando se utilizan los valores locales de las tensiones y para la armadura activa no adherente cuando se utilizan los valores medios de las tensiones. Los valores medios deben calcularse entre secciones rectas limitadas por los puntos de inflexión teóricos de la armadura activa exterior, o sobre la totalidad de la longitud para la armadura activa interior.

5.10.7 Consideración del pretensado en el cálculo

(1) El pretensado exterior puede generar momentos de segundo orden.

(2) Los momentos hiperestáticos del pretensado se producen únicamente en estructuras hiperestáticas.

(3) Para el análisis lineal, se deben considerar los efectos de primer y segundo orden del pretensado antes de considerar cualquier redistribución de esfuerzos y momentos (véase el apartado 5.5).

(4) En el análisis plástico y en el análisis no lineal, el efecto hiperestático del pretensado puede tratarse como giros plásticos adicionales, que deben incluirse en la comprobación de la capacidad de giro.

(5) Se puede admitir la existencia de una adherencia total entre el acero y el hormigón tras inyectar las vainas de la armadura activa postesada. Sin embargo, antes de la inyección, la armadura activa debe considerarse como no adherente.

(6) La armadura activa exterior puede suponerse recta entre los desviadores.

5.10.8 Efectos del pretensado en el Estado Límite Último

(1) En general, el valor de cálculo de la fuerza de pretensado puede determinarse mediante la expresión $P_{d,t}(x) = \gamma_P \cdot P_{m,t}(x)$ (véase el apartado 5.10.3(4) para la definición de $P_{m,t}(x)$ y 2.4.2.2 para γ_P).

(2) Para elementos pretensados con armadura activa no adherente de forma permanente es necesario tener en cuenta la deformación del elemento completo al calcular el incremento de la tensión en la armadura activa. Si no se detalla en el cálculo, puede suponerse que el incremento de la tensión del pretensado desde el pretensado efectivo hasta la tensión correspondiente al Estado Límite Último es $\Delta\sigma_{p,ULS} = 100$ *N/mm²*.

(3) Si el incremento de la tensión se calcula utilizando el estado de deformación del elemento completo, se deben utilizar los valores medios de las propiedades del material. El valor de cálculo del incremento de tensión $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_p \cdot \gamma_{\Delta P}$ debe determinarse aplicando los coeficientes parciales de seguridad $\gamma_{\Delta P,sup}$ y $\gamma_{\Delta P,inf}$. Con carácter general, los valores a utilizar serán $\gamma_{\Delta P,sup} = 1{,}2$ y $\gamma_{\Delta P,inf} = 0{,}8$. Si el cálculo de la deformación global de la estructura se realiza considerando un comportamiento lineal con rigidez no fisurada, se utilizarán los valores $\gamma_{\Delta P,sup} = \gamma_{\Delta P,inf} = 1{,}0$.

5.10.9 Efectos del pretensado en el Estado Límite de Servicio y en el estado límite de fatiga

(1) Para los cálculos en servicio y fatiga se tendrán en cuenta las posibles variaciones del pretensado. Para el Estado Límite de Servicio se definen dos valores característicos de la fuerza de pretensado de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$P_{k,sup} = r_{sup} P_{m,t}(x) \qquad (5.47)$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} P_{m,t}(x) \qquad (5.48)$$

donde:

$P_{k,sup}$ es el valor característico superior

$P_{k,inf}$ es el valor característico inferior.

Se adoptan con carácter general los valores siguientes:

- para armaduras pretesas o armaduras activas no adherentes $r_{sup} = 1{,}05$ y $r_{inf} = 0{,}95$,

- para armaduras postesas con armaduras activas adherentes $r_{sup} = 1{,}10$ y $r_{inf} = 0{,}90$.

Para situaciones transitorias y cuando los elementos estén sometidos a un control de ejecución intenso, podrán tomarse:

- para armaduras pretesa, $r_{sup} = r_{inf} = 1{,}0$.

5.11 Análisis de elementos estructurales particulares

(1) Las losas apoyadas en pilares se definen como losas planas.

(2) Las pantallas de rigidización son muros de hormigón en masa o armado, que contribuyen a la estabilidad lateral de la estructura.

NOTA: Véase el Apéndice I para consultar información acerca del análisis de losas planas y pantallas de rigidización.

6 Estados Límite Últimos (ELU)

6.1 Flexión simple o compuesta

(1) Este apartado se aplica a las regiones sin discontinuidades de vigas, losas y otros elementos análogos, para los que las secciones se mantienen aproximadamente planas, antes y después de la carga. Las regiones de discontinuidad de vigas y otros elementos en los que las secciones no permanecen planas pueden dimensionarse y detallarse de acuerdo con el apartado 6.5.

(2) En la determinación del momento último resistente de las secciones de hormigón armado o pretensado, se asumen las siguientes hipótesis:

- Las secciones planas permanecen planas,
- La deformación en la armadura adherente (pasiva o activa) es la misma que en el hormigón que la rodea tanto en tracción como en compresión,
- Se desprecia la resistencia a tracción del hormigón,
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado 3.1.7,
- Las tensiones en las armaduras activa y pasiva se derivan de los diagramas de cálculo indicados en el apartado 3.2 (figura A19.3.8) y en el apartado 3.3 (figura A19.3.10),
- La deformación inicial de la armadura activa se considera al evaluar sus tensiones.

(3) La deformación a compresión en el hormigón deberá limitarse a ε_{cu2}, o ε_{cu3}, dependiendo del diagrama tensión-deformación empleado (véase el apartado 3.1.7 y la tabla A19.3.1). Las deformaciones en las armaduras pasiva y activa deberán limitarse a ε_{ud} (donde sea aplicable); véanse apartados 3.2.7 (2) y 3.3.6 (7) respectivamente.

(4) En el caso de secciones sometidas a compresión, es necesario suponer una excentricidad mínima $e_0 = h/30$ no inferior a $20\ mm$, siendo h el canto de la sección.

(5) En las partes de secciones sometidas a una carga aproximadamente centrada ($e_d/h < 0{,}1$), tales como alas comprimidas de vigas cajón, la deformación media a compresión debe limitarse a ε_{c2} (o ε_{c3} si se utiliza el diagrama bilineal de la figura A19.3.4).

(6) La figura A19.6.1 muestra los valores límites admisibles para la distribución de deformaciones.

(7) Para elementos pretensados con armaduras activas permanentemente no adherentes, véase el apartado 5.10.8.

(8) Para armaduras activas externas, la deformación de la armadura activa entre dos puntos de contacto consecutivos (anclajes o desviadores) se supondrá constante. En este caso, se tomará la deformación de la armadura activa igual a la deformación inicial, obtenida al finalizar la operación de tesado, siendo incrementada por la deformación resultante de las deformaciones estructurales entre las áreas de contacto consideradas. Véase también el apartado 5.10.

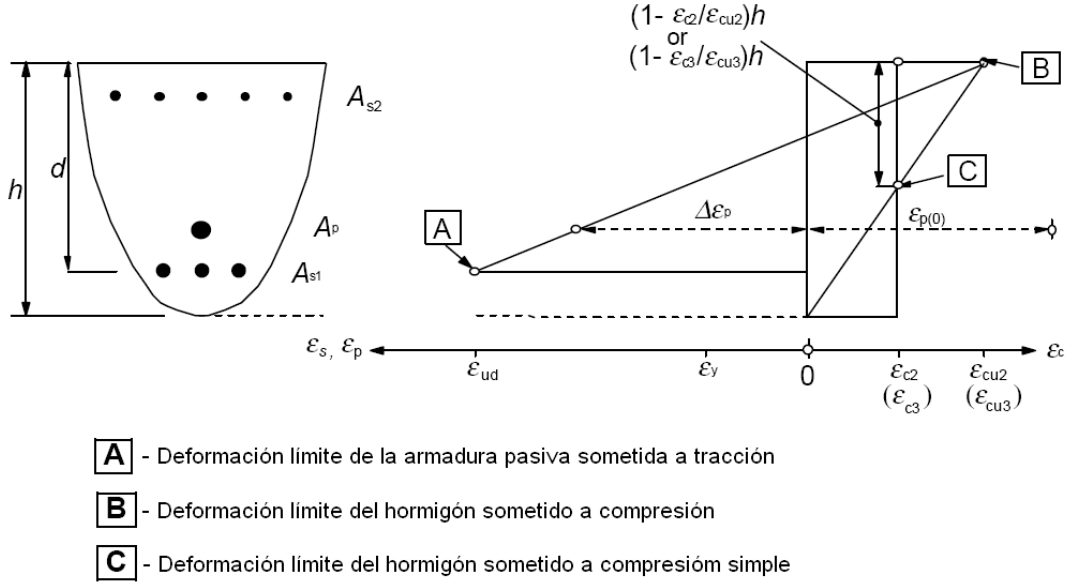


Figura A19.6.1 Diagrama de deformaciones límites admisibles en Estado Límite Último

6.2 Esfuerzo cortante

6.2.1 Procedimiento general de comprobación

(1) Para la comprobación de la resistencia a cortante se definen los siguientes parámetros:

$V_{Rd,C}$ es el valor de cálculo de la resistencia a cortante de un elemento sin armadura de cortante,

$V_{Rd,s}$ es el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico,

$V_{Rd,max}$ es el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión.

En los elementos con cordones inclinados, se definen los siguientes valores (véase la figura A19.6.2):

V_{ccd} es el valor de cálculo de la componente del esfuerzo cortante en la zona de compresión, en el caso del cordón inclinado comprimido

V_{td} es el valor de cálculo de la componente del esfuerzo cortante en la zona de la armadura de tracción, en el caso del cordón inclinado traccionado.

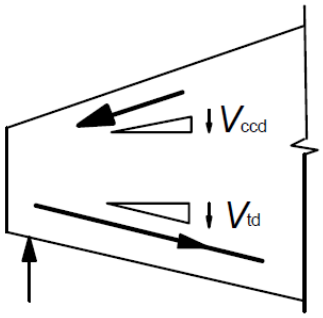


Figura A19.6.2 Componentes del esfuerzo cortante en los elementos con cordones inclinados

(2) La resistencia a cortante de un elemento con armadura de cortante es igual a:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (6.1)$$

(3) En las zonas del elemento donde $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ no se requiere armadura de cortante de cálculo. V_{Ed} es el esfuerzo cortante de cálculo en la sección analizada resultante de la aplicación de las cargas externas y del pretensado (adherente o no).

(4) Se debe disponer una armadura mínima de cortante, conforme al apartado 9.2.2, aunque por cálculo no sea necesaria. Este armado mínimo puede suprimirse en elementos como losas (macizas, nervadas o alveolares), en las que es posible la redistribución transversal de las cargas. También puede suprimirse el armado mínimo en los elementos de importancia menor (por ejemplo, dinteles con una luz inferior a dos metros), que no contribuyan de forma significativa a la resistencia y estabilidad global de la estructura.

(5) En las zonas en las que $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ (con $V_{Rd,c}$ de acuerdo con la expresión (6.2)) debe disponerse armadura de cortante suficiente de forma que $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ (véase la expresión (6.1)).

(6) En cualquier parte del elemento, la suma del esfuerzo cortante de cálculo y la contribución de las alas, $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$, no debe exceder el valor máximo permitido $V_{Rd,max}$ (véase el apartado 6.2.3).

(7) La armadura longitudinal de tracción debe ser capaz de soportar el esfuerzo adicional de tracción causado por el cortante (véase el apartado 6.2.3(7)).

(8) Para elementos sometidos principalmente a una carga uniformemente distribuida, no será necesaria la comprobación del esfuerzo cortante de cálculo para los puntos situados a una distancia inferior a d desde el borde del apoyo. Debe darse continuidad hasta el apoyo a toda la armadura de cortante necesaria. Además deberá comprobarse que el cortante en el apoyo no supera el valor $V_{Rd,max}$ (véanse los apartados 6.2.2(6) y 6.2.3(8)).

(9) Cuando se aplique una carga en la parte inferior de la sección, debe disponerse una armadura vertical de cortante capaz de transmitir la carga a la parte superior de la sección, además de las que fuesen necesarias para resistir el cortante

6.2.2 Elementos que no requieren armadura de cortante

(1) El valor de cálculo de la resistencia a cortante $V_{Rd,c}$ se establece mediante:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}\right] b_w d \quad (6.2.a)$$

Con un mínimo de

$$V_{Rd,c} = \left(v_{min} + k_1 \sigma_{cp}\right) b_w d \quad (6.2.b)$$

donde:

f_{ck} viene dada en N/mm^2

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$ con d en mm

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0{,}02$

A_{sl} es el área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$más allá de la sección considerada (véase la figura A19.6.3)

b_w es el espesor mínimo de la sección en la zona de tracción$[mm]$

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0{,}2 f_{cd}$ [N/mm^2]

N_{Ed} es el esfuerzo axil en la sección debido a las cargas o al pretensado en [N]. $N_{Ed} > 0$ para compresión. La influencia de las deformaciones impuestas puede ignorarse en N_{Ed}

A_c es el área de la sección de hormigón $[mm^2]$

$V_{Rd,c}$ se expresa en N

$C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_C$

$k_1 = 0{,}15.$

$$v_{min} = 0{,}035\, k^{3/2} \cdot {f_{ck}}^{1/2} \qquad (6.3)$$

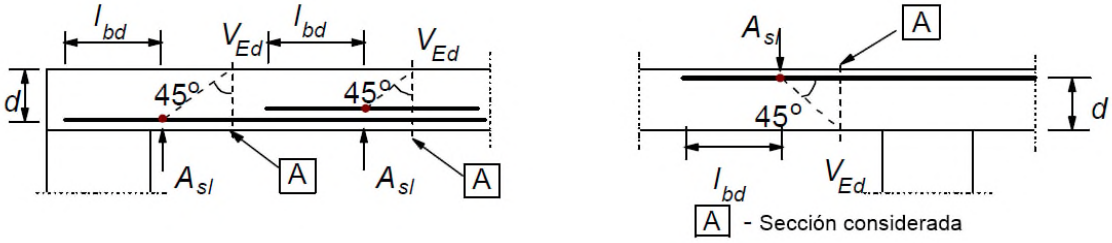


Figura A19.6.3 Definición de A_{sl} en la expresión (6.2)

(2) En los elementos pretensados de un solo vano sin armadura de cortante, la resistencia a cortante de las zonas fisuradas por flexión puede calcularse utilizando la expresión (6.2a). En las zonas no fisuradas por flexión (donde la tensión de tracción por flexión es inferior a $f_{ctk,0,05}/\gamma_c$), la resistencia a cortante debe estar limitada por la resistencia a tracción del hormigón. En estas zonas, la resistencia a cortante se establece mediante:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd}} \qquad (6.4)$$

donde:

I es el momento de inercia

b_w es el ancho de la sección en el eje baricéntrico, teniendo en cuenta la presencia de vainas de acuerdo con las expresiones (6.16) y (6.17)

S es el momento estático del área por encima del eje baricéntrico

α_l $= l_x/l_{pt2} \leq 1{,}0$ para armadura pretensada pretesa, $= 1{,}0$ para los otros tipos de pretensado

l_x es la distancia comprendida entre la sección considerada y el punto de origen de la longitud de transmisión de tensiones

l_{pt2} es el valor del límite superior de la longitud de transmisión de la armadura activa, de acuerdo con la expresión (8.18)

σ_{cp} es la tensión de compresión del hormigón en el eje baricéntrico debida a la carga axil y/o al pretensado ($\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ en N/mm^2, $N_{Ed} > 0$ en compresión).

Para las secciones en las que el ancho varía con la altura, la tensión principal máxima puede darse en un eje distinto del baricéntrico. En estos casos, el valor mínimo de la resistencia a cortante debe determinarse mediante el cálculo de $V_{Rd,c}$ en diferentes ejes de la sección.

(3) No es necesario el cálculo de la resistencia a cortante siguiendo la expresión (6.4), en el caso de que las secciones se encuentren situadas más cerca del apoyo que del punto correspondiente a la intersección entre el eje del centro de gravedad elástico y la línea inclinada que forma 45º desde el borde interior del apoyo.

(4) Para el caso general de elementos sometidos a flexión compuesta, en los que se pueda demostrar que no están fisurados en Estado Límite Último, debe consultarse el apartado 12.6.3.

(5) Para el cálculo de la armadura longitudinal en la región fisurada sometida a flexión, la envolvente de momentos se debe decalar una distancia $a_l = d$ en la dirección desfavorable (véase el apartado 9.2.1.3(2)).

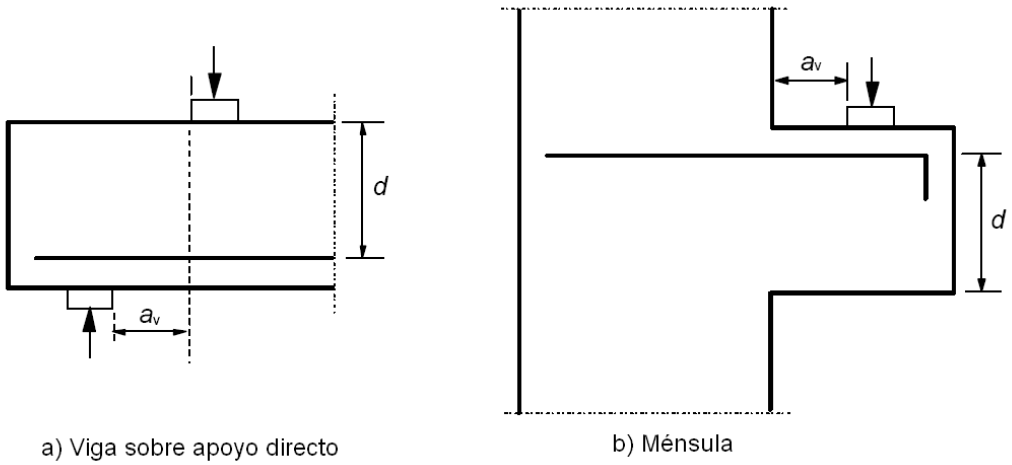
(6) En el caso de que las cargas sean aplicadas sobre la cara superior del elemento, a una distancia a_v del borde del apoyo (o centro del apoyo en el caso de apoyos flexibles) comprendida entre $0{,}5d \leq a_v \leq 2d$, la contribución de esta carga al esfuerzo cortante V_{Ed} puede multiplicarse por $\beta = a_v/2d$. Esta reducción puede aplicarse en la comprobación de $V_{Rd,c}$ en la expresión (6.2.a). Esto es únicamente válido si se cumple que el armado longitudinal está completamente anclado en el apoyo. Para $a_v \leq 0{,}5d$ debe utilizarse el valor $a_v = 0{,}5d$.

El esfuerzo cortante V_{Ed} , calculado sin aplicar la reducción de β, deberá cumplir la condición siguiente:

$$V_{Ed} \leq 0{,}5\, b_w\, d\, \nu\, f_{cd} \qquad (6.5)$$

donde ν es un coeficiente de reducción de la resistencia para el hormigón fisurado por cortante, cuyo valor es:

$$\nu = 0{,}6\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] \qquad \text{con } (f_{ck} \text{ en } N/mm^2) \qquad (6.6)$$



a) Viga sobre apoyo directo b) Ménsula

Figura A19.6.4 Cargas cercanas a los apoyos

(7) Las vigas con cargas cercanas a los apoyos y ménsulas pueden calcularse, de forma alternativa, mediante modelos de bielas y tirantes. Se hace referencia a esta alternativa en el apartado 6.5.

6.2.3 Elementos que requieren armadura de cortante

(1) El cálculo de elementos con armadura de cortante se basa en un modelo de celosía (figura A19.6.5). Los valores límite de la inclinación θ de las bielas en el alma se establecen en el apartado 6.2.3(2).

En la figura A19.6.5 aparece la siguiente notación:

α es el ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante (medida en positivo como se indica en la figura)

θ es el ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante

F_{td} es el valor de cálculo de la fuerza de tracción en la armadura longitudinal

F_{cd} es el valor de cálculo de la fuerza de compresión del hormigón en la dirección del eje longitudinal del elemento

b_w es el ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión

z para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. En el análisis de cortante del hormigón armado sin esfuerzo axil, se emplea habitualmente el valor aproximado $z = 0{,}9d$.

En los elementos con armadura activa inclinada, el armado longitudinal en el cordón traccionado deberá disponerse de forma que soporte el esfuerzo de tracción longitudinal debido al cortante definido en el punto (7).

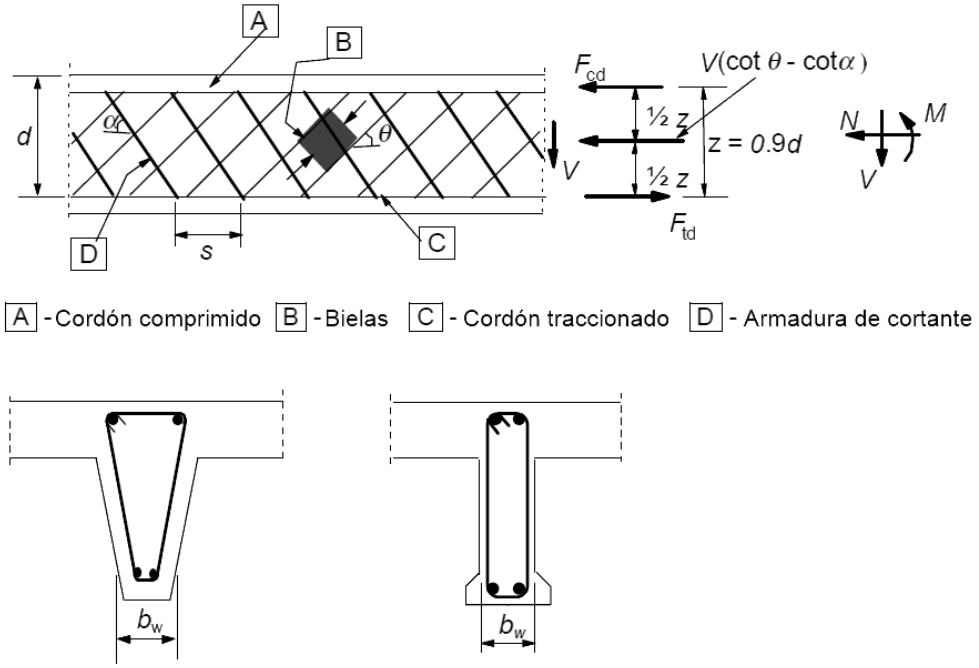


Figura A19.6.5 Modelo de celosía y notación para elementos con armadura de cortante

(2) El ángulo θ está limitado por el intervalo establecido en la expresión 6.7:

$$0{,}5 \leq cot\,\theta \leq 2 \qquad (6.7)$$

(3) Para elementos con armadura vertical de cortante, la resistencia a cortante, V_{Rd} es el menor valor de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z\, f_{ywd}\ cot\,\theta \qquad (6.8)$$

NOTA: Si se utiliza la expresión (6.10), el valor de f_{ywd} deberá reducirse a $0{,}8 f_{ywk}$ en la expresión (6.8).

y

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \qquad (6.9)$$

donde:

A_{sw} es el área de la sección de la armadura de cortante

s es la separación de los cercos u horquillas

f_{ywd} es el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante

ν_1 es un coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante

$\nu_1 = 0{,}6\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right]$ con (f_{ck} en N/mm^2).

Si el valor de cálculo de la armadura de cortante es menor $0{,}8\, f_{yk}$, ν_1 puede establecerse como:

$\nu_1 = 0{,}6$ para $f_{ck} \leq 60$ N/mm^2 (6.10.a)

$\nu_1 = 0{,}9 - f_{ck}/200 > 0{,}5$ para $f_{ck} > 60$ N/mm^2 (6.10.b)

α_{cw} es un coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido. Los valores a utilizar serán:

1 para estructuras sin pretensado

$\left(1 + \sigma_{cp}/f_{cd}\right)$ para $0 < \sigma_{cp} \leq 0{,}25 f_{cd}$ (6.11.a)

$1{,}25$ para $0{,}25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0{,}5 f_{cd}$ (6.11.b)

$2{,}5\left(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}\right)$ para $0{,}5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1{,}0 f_{cd}$ (6.11.c)

donde σ_{cp} es la tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida al esfuerzo axil de cálculo. Debe obtenerse mediante el promedio de toda la sección de hormigón teniendo en cuenta la armadura. No será necesario el cálculo del valor de σ_{cp} para una distancia inferior a $0{,}5\, d \cot\theta$ desde el borde del apoyo.

NOTA: El área máxima eficaz de la sección de la armadura de cortante, $A_{sw,max}$, para $\cot\theta = 1$, se establece mediante:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} \nu_1 f_{cd} \qquad (6.12)$$

(4) Para elementos con armadura de cortante inclinada, la resistencia a cortante será el menor valor de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) \operatorname{sen}\alpha \qquad (6.13)$$

y

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd} \, (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta) \qquad (6.14)$$

NOTA: El área máxima eficaz de la sección de la armadura de cortante, $A_{sw,max}$, para $\cot\theta = 1$, se establece mediante:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{\frac{1}{2}\alpha_{cw} \nu_1 f_{cd}}{\operatorname{sen}\alpha} \qquad (6.15)$$

(5) En las regiones en las que no hay discontinuidad de V_{Ed} (por ejemplo para el caso de cargas uniformemente distribuidas en la parte superior), la armadura de cortante en una longitud básica $l = z\,cot\theta$ puede calcularse utilizando el menor valor de V_{Ed} en dicha longitud.

(6) Para el caso de un alma que contiene vainas metálicas inyectadas, con un diámetro $\phi > b_w/8$, la resistencia a cortante, $V_{Rd,max}$, debe calcularse partiendo de un espesor nominal del alma, establecido mediante la siguiente expresión:

$$b_{w,nom} = b_w - 0{,}5\sum\phi \qquad (6.16)$$

donde ϕ es el diámetro exterior de la vaina y $\sum\phi$ se determina para el nivel más desfavorable.

Para vainas metálicas inyectadas con $\phi \leq b_w/8$, $b_{w,nom} = b_w$.

Para vainas no inyectadas, vainas plásticas inyectadas y armadura activa no adherente, el espesor nominal del alma es:

$$b_{w,nom} = b_w - 1{,}2\sum\phi \qquad (6.17)$$

En la expresión (6.17) se dispone el valor $1{,}2$ para tener en cuenta el hendimiento de las bielas de hormigón debido a la tracción transversal. Si se dispone una armadura transversal adecuada, este valor puede reducirse a $1{,}0$.

(7) El esfuerzo de tracción adicional, ΔF_{td}, en la armadura longitudinal debido al cortante V_{Ed} puede calcularse mediante:

$$\Delta F_{td} = 0{,}5 V_{Ed}(cot\theta - cot\alpha) \qquad (6.18)$$

$(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$ debe tomarse no mayor que $M_{Ed,max}/z$, donde $M_{Ed,max}$ es el momento máximo a lo largo de la viga.

(8) Para elementos con cargas aplicadas en la cara superior, a una distancia a_v de la cara del apoyo tal que $0{,}5d \leq a_v \leq 2{,}0d$, la contribución de dicha carga al esfuerzo cortante V_{Ed} puede reducirse en $\beta = a_v/2d$. El esfuerzo cortante V_{Ed}, calculado de esta manera deberá satisfacer la siguiente condición:

$$V_{Ed} \leq A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot sen\alpha \qquad (6.19)$$

donde $A_{sw} \cdot f_{ywd}$ es la resistencia de la armadura de cortante que atraviesa la fisura de cortante inclinada entre las áreas cargadas (véase la figura A19.6.6). Únicamente debe tenerse en cuenta la armadura de cortante situada en la parte central, a lo largo de una longitud igual a $0{,}75a_v$. La reducción de β debe aplicarse únicamente para el cálculo de la armadura de cortante. Será válida siempre que la armadura longitudinal esté completamente anclada en el apoyo.

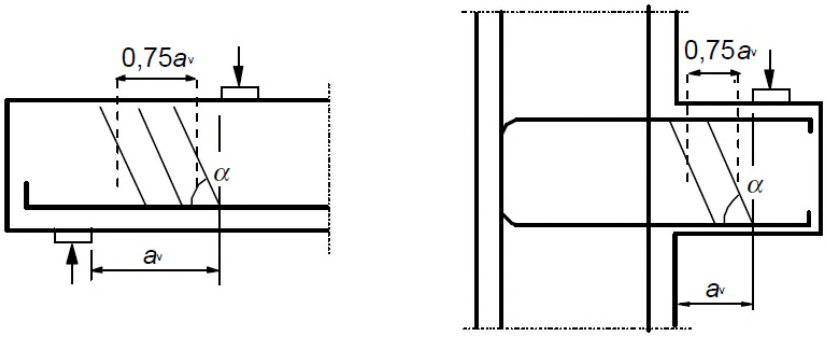


Figura A19.6.6 Armadura de cortante para luces pequeñas con bielas de transmisión directa

Para $a_v < 0{,}5d$, deberá emplearse el valor $a_v = 0{,}5d$.

El valor V_{Ed} calculado sin la reducción de β deberá ser siempre menor que $V_{Rd,max}$ (véase la expresión (6.9)).

6.2.4 Esfuerzo rasante entre el alma y las alas

(1) La resistencia a rasante del ala puede calcularse considerándola como un sistema de bielas de compresión combinado con tirantes que se corresponden con las armaduras traccionadas.

(2) Debe disponerse una armadura longitudinal mínima, tal y como se especifica en el apartado 9.3.1.

(3) La tensión de rasante, v_{Ed}, desarrollada en la unión entre el alma y un lado del ala, se determina mediante la variación del esfuerzo normal (longitudinal) en la parte del ala considerada, de acuerdo con:

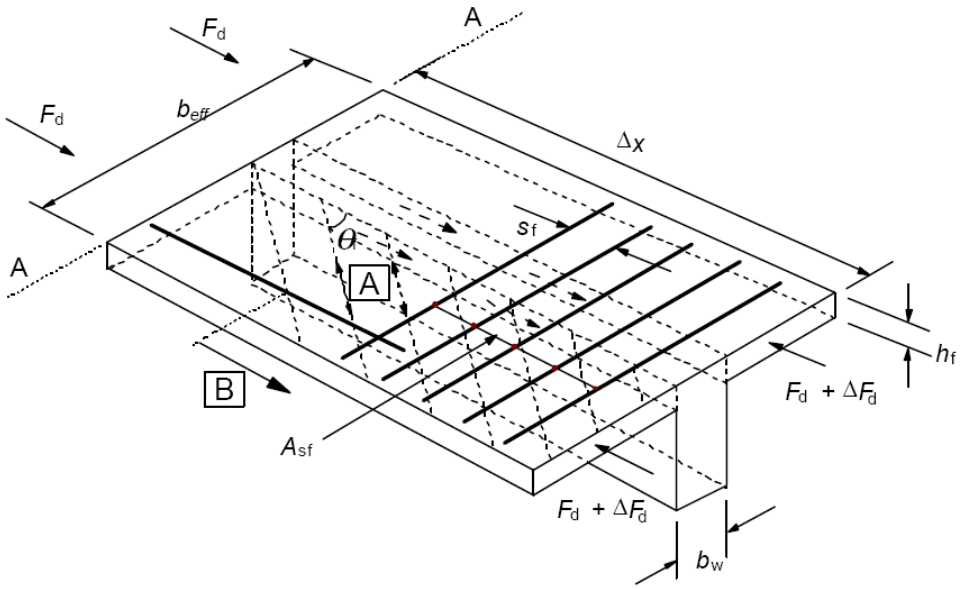
$$v_{Ed} = \Delta F_d/(h_f \cdot \Delta x) \qquad (6.20)$$

donde:

h_f es el espesor del ala en las uniones

Δx es la longitud considerada, véase la figura A19.6.7

ΔF_d es la variación del esfuerzo normal en el ala a lo largo de la longitud Δx.



A Bielas de compresión

B Barra longitudinal anclada más allá de este punto proyectado (véase 6.2.4 (7))

Figura A19.6.7 Notación para la conexión entre ala y alma

El valor máximo que puede admitirse para Δx es la mitad de la distancia entre la sección de momento nulo y la sección de momento máximo. Donde se apliquen cargas puntuales, Δx no debe superar la distancia entre dichas cargas.

(4) La armadura transversal por unidad de longitud, A_{sf}/s_f puede determinarse como sigue:

$$A_{sf} f_{yd}/s_f \geq v_{Ed} \cdot h_f/cot\theta_f \qquad (6.21)$$

Para prevenir la rotura de las bielas de compresión del ala, debe cumplirse la siguiente condición:

$$v_{Ed} \leq \nu f_{cd} sen\theta_f cos\theta_f \qquad (6.22)$$

El rango de valores permitido para $\cot\theta_f$ se establece mediante las siguientes disposiciones:

- $1{,}0 \leq \cot\theta_f \leq 2{,}0$ para alas comprimidas ($45° \geq \theta_f \geq 26{,}5°$),
- $1{,}0 \leq \cot\theta_f \leq 1{,}25$ para alas traccionadas ($45° \geq \theta_f \geq 38{,}6°$).

(5) En el caso de la combinación del rasante entre ala y alma y la flexión transversal, el área de las armaduras debe ser superior al mayor de los siguientes valores: el establecido por la expresión (6.21), o la mitad del mismo añadido al que se requiere por la flexión transversal.

(6) Si v_{Ed} es menor o igual a kf_{ctd}, no será necesaria la utilización de una armadura complementaria, adicional a la requerida por la flexión. Se empleará el valor $k = 0{,}4$.

(7) En la sección en la que se necesite armadura longitudinal de tracción en el ala esta se debe anclar más allá de la biela requerida para transmitir de nuevo el esfuerzo al alma (véase la sección (A-A) de la figura A19.6.7).

6.2.5 Esfuerzo rasante en el contacto entre hormigones de diferentes edades

(1) Además de los requisitos de los apartados 6.2.1 a 6.2.4, la tensión rasante en el contacto entre hormigones de diferentes edades, debe cumplir las siguientes condiciones:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \qquad (6.23)$$

v_{Edi} es el valor de cálculo de la tensión rasante en el contacto y se establece mediante:

$$v_{Edi} = \beta V_{Ed}/(zb_i) \qquad (6.24)$$

donde:

β es el cociente entre esfuerzo longitudinal en el área nueva de hormigón y el esfuerzo longitudinal en la zona de compresión o tracción, ambos calculados para la sección considerada

V_{Ed} es el esfuerzo cortante

z es el brazo mecánico de la sección compuesta

b_i es el ancho de la zona de contacto (véase figura A19.6.8)

v_{Rdi} es la resistencia de cálculo a rasante en la zona de contacto y se establece mediante la siguiente expresión:

$$v_{Rdi} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu sen\alpha + cos\alpha) \leq 0{,}5\nu f_{cd} \qquad (6.25)$$

donde:

c y μ son coeficientes que dependen de la rugosidad del contacto (véase el punto (2))

f_{ctd} es como se define en el apartado 3.1.6(2),

σ_n es la tensión originada por el esfuerzo mínimo normal exterior a través del contacto, que puede actuar de forma simultánea con el esfuerzo cortante, positivo para compresión, de tal manera que $\sigma_n < 0{,}6f_{cd}$; y negativo para tracción. Cuando σ_n es de tracción, se debe tomar $c\, f_{cd} = 0$.

$\rho = A_s/A_i$

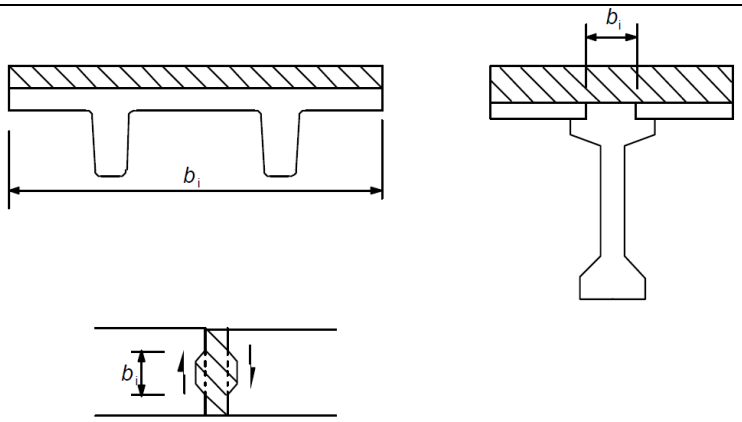


Figura A19.6.8 Ejemplos de contactos

A_s es el área de la armadura que atraviesa la zona de contacto, incluyendo la armadura convencional de cortante (si existe), con el anclaje adecuado a ambos lados de la zona de contacto

A_i es el área de la junta

α se define en la figura A19.6.9, y debe limitarse por el intervalo $45° \leq \alpha \leq 90°$

ν es un coeficiente reductor de la resistencia (véase el apartado 6.2.2(6)).

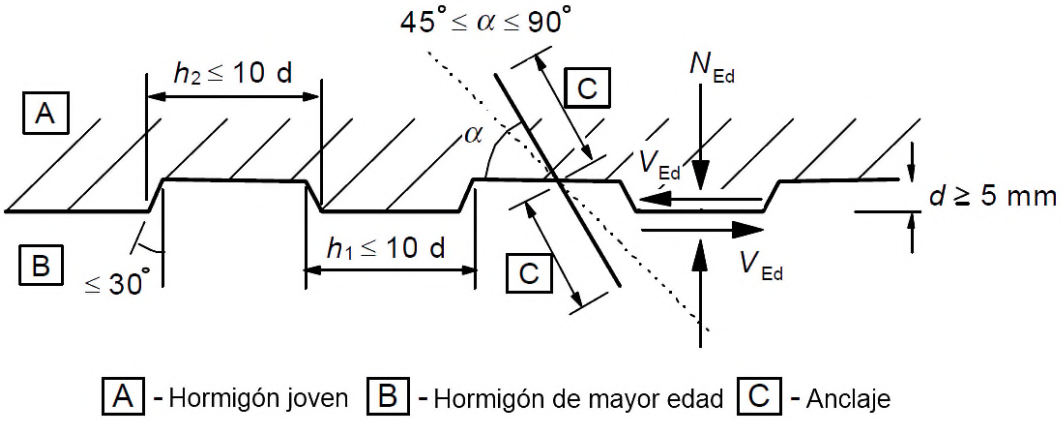


Figura A19.6.9 Junta de construcción dentada

(2) En ausencia de información más detallada, las superficies pueden clasificarse en muy lisa, lisa, rugosa o dentada, con los siguientes ejemplos:

- Muy lisa: superficie con encofrado de acero, plástico, o encofrado de madera especialmente preparado: $c = 0{,}025$ a $0{,}10$ y $\mu = 0{,}5$.
- Lisa: superficie con encofrado deslizante o extruida, superficie libre sin tratamiento posterior al vibrado: $c = 0{,}20$ y $\mu = 0{,}6$.
- Rugosa: superficie con asperezas de al menos $3\ mm$ de altura separadas entre sí alrededor de $40\ mm$, conseguida mediante cepillado, exposición de los áridos u otros métodos que proporcionen un acabado similar: $c = 0{,}40$ y $\mu = 0{,}7$.
- Dentada: superficie con hendiduras como se muestra en la figura A19.6.9: $c = 0{,}50$ y $\mu = 0{,}9$.

(3) Se puede emplear una distribución escalonada de la armadura transversal, tal y como se indica en la figura A19.6.10. En la zona en la que la conexión entre dos hormigones diferentes esté asegurada

mediante la armadura (armaduras básicas en celosía), la contribución del acero a V_{Rdi} se puede tomar como la resultante de las fuerzas de cada diagonal, siempre que $45° \leq \alpha \leq 135°$.

(4) La resistencia a rasante de las juntas inyectadas entre los elementos de losas o muros se puede calcular de acuerdo con el apartado 6.2.5(1). Sin embargo, en los casos en los que la junta pueda fisurarse de forma significativa, c deberá ser nulo para juntas lisas y rugosas, pero se tomará $c = 0{,}5$ para juntas dentadas (véase también el apartado 10.9.3(12)).

(5) Bajo cargas de fatiga o cargas dinámicas, los valores de c, indicados en el apartado 6.2.5(1), deben reducirse a la mitad.

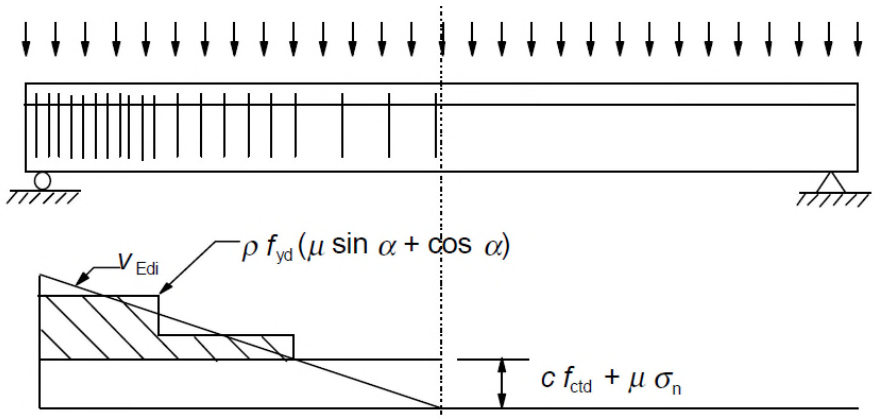


Figura A19.6.10 Diagrama de cortante indicando la armadura de cosido requerida

6.3 Torsión

6.3.1 Generalidades

(1) En los casos en los que el equilibrio estático de la estructura dependa de la resistencia a torsión de alguno de sus elementos, deberá realizarse un cálculo a torsión completo que contemple los Estados Límite Últimos y los Estados Límite de Servicio.

(2) No será necesario considerar la torsión en Estado Límite Último en estructuras hiperestáticas en las que la torsión se derive únicamente de la condiciones de compatibilidad y la estabilidad de la estructura no dependa de su resistencia torsional. En estos casos, debe disponerse una armadura mínima (establecida en los apartados 7.3 y 9.2), mediante cercos y barras longitudinales, para evitar una fisuración excesiva.

(3) La resistencia a torsión de una sección se puede calcular partiendo de una sección cerrada de pared delgada, en la que el equilibrio se cumple por medio de un flujo cerrado de cortante. Las secciones macizas se pueden modelizar mediante secciones cerradas de pared delgada equivalentes. Otras formas más complejas, como las secciones en T, pueden dividirse en una serie de subsecciones, cada una de las cuales se modeliza como una sección de pared delgada equivalente, siendo la resistencia a torsión total la suma de las capacidades de las subsecciones elementales.

(4) La distribución de los momentos de torsión actuantes sobre las subsecciones, debe ser proporcional a las rigideces de torsión en estado no fisurado. En el caso de secciones huecas, el espesor de la pared equivalente no debe superar su espesor real.

(5) Cada subsección elemental debe calcularse por separado.

6.3.2 Procedimiento de cálculo

(1) La tensión tangencial en la pared de una sección sometida a un momento de torsión puro se puede calcular mediante:

$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \qquad (6.26)$$

El esfuerzo cortante $V_{Ed,i}$ en una pared i debido a la torsión se establece mediante la siguiente expresión:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i \qquad (6.27)$$

donde:

T_{Ed} es el momento torsor de cálculo aplicado (véase la figura A19.6.11)

A_k es el área encerrada por la línea media de las paredes conectadas, incluyendo las áreas huecas interiores

$\tau_{t,i}$ es la tensión tangencial de torsión en la pared i

$t_{ef,i}$ es el espesor eficaz de la pared. Se puede tomar como A/u, pero no debe ser inferior al doble de la distancia entre el borde exterior y el eje de la armadura longitudinal. Para secciones huecas, estará limitado superiormente por el espesor real

A es el área total de la sección delimitada por el perímetro exterior, incluyendo las áreas huecas interiores

u es el perímetro exterior de la sección

z_i es la longitud de la cara de la pared i, definida por la distancia entre los puntos de intersección con las paredes adyacentes.

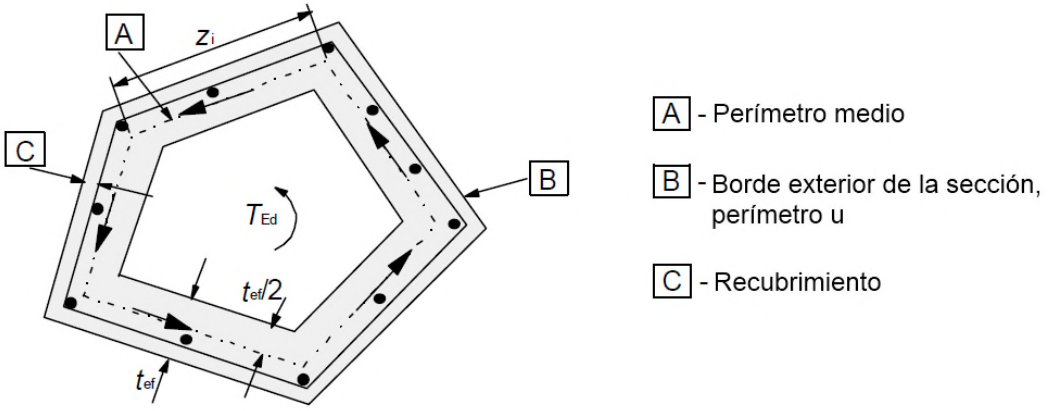


Figura A19.6.11 Notación y definiciones empleadas en el apartado 6.3

(2) Para elementos de sección hueca o maciza, los efectos de torsión pueden superponerse a los de cortante, suponiendo la misma inclinación θ para las bielas. Los límites de θ establecidos en el apartado 6.2.3(2) son aplicables para el caso de la combinación de torsión y cortante.

La capacidad resistente máxima de un elemento sometido a cortante y a torsión se obtiene a partir de 6.3.2(4).

(3) El área requerida de armadura longitudinal de torsión ΣA_{sl} puede calcularse mediante la expresión:

$$\frac{\Sigma A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} cot\,\theta \qquad (6.28)$$

donde:

u_k es el perímetro del área A_k

f_{yd} es el límite elástico de la armadura longitudinal A_{sl}

θ es el ángulo de las bielas de compresión (véase la figura A19.6.5).

En cordones comprimidos, se puede reducir la armadura longitudinal de forma proporcional a la fuerza de compresión disponible. En cordones traccionados la armadura longitudinal de torsión deberá añadirse a las otras armaduras. La armadura longitudinal tendrá que distribuirse a lo largo de la longitud z_i, pero para pequeñas secciones puede concentrarse en los extremos de su longitud.

(4) La resistencia máxima de un elemento sometido a torsión y cortante está limitada por la capacidad de las bielas de compresión. Para no exceder esta resistencia se tendrá que satisfacer la siguiente condición:

$$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1{,}0 \qquad (6.29)$$

donde:

T_{Ed} es el momento torsor de cálculo

V_{Ed} es el esfuerzo cortante de cálculo

$T_{Rd,max}$ es el momento torsor resistente de cálculo, de acuerdo con:

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,i}\,\mathrm{sen}\,\theta\cos\theta \qquad (6.30)$$

donde ν proviene del apartado 6.2.2(6) y α_{cw} de la expresión (6.9)

$V_{Rd,max}$ es la resistencia máxima a cortante, de acuerdo con las expresiones (6.9) o (6.14). En secciones macizas, puede utilizarse todo el ancho del alma para la obtención de $V_{Rd,max}$.

(5) Para el caso de secciones macizas aproximadamente rectangulares, solo se requiere la armadura mínima (véase el apartado 9.2.1.1) si se cumple la siguiente condición:

$$T_{Ed}/T_{Rd,c} + V_{Ed}/V_{Rd,c} \leq 1{,}0 \qquad (6.31)$$

donde:

$T_{Rd,c}$ es el momento torsor de fisuración, que puede determinarse estableciendo $\tau_{t,i} = f_{ctd}$

$V_{Rd,c}$ se establece siguiendo la expresión (6.2).

6.3.3 Alabeo producido por torsión

(1) El alabeo producido por la torsión pueden, en general, ignorarse en secciones cerradas de pared delgada y en secciones macizas.

(2) En elementos abiertos de pared delgada puede ser necesario considerar la torsión por alabeo. Para secciones muy esbeltas, el cálculo debe llevarse a cabo sobre la base de un modelo de entramado de vigas y en otros casos sobre un modelo de celosía. En todos ellos, el cálculo debe realizarse de acuerdo con las reglas de cálculo para la flexión compuesta y para el cortante.

6.4 Punzonamiento

6.4.1 Generalidades

(1) Las reglas dispuestas en este apartado complementan las establecidas en el apartado 6.2 y abarcan el punzonamiento en losas macizas, losas reticulares con áreas macizas en los pilaresy cimentaciones.

(2) El punzonamiento puede proceder de una carga o reacción concentrada, actuando sobre un área relativamente pequeña de una losa o de una cimentación llamada área cargada A_{load}.

(3) En la figura A19.6.12 se muestra un modelo adecuado para la comprobación del punzonamiento en Estado Límite Último.

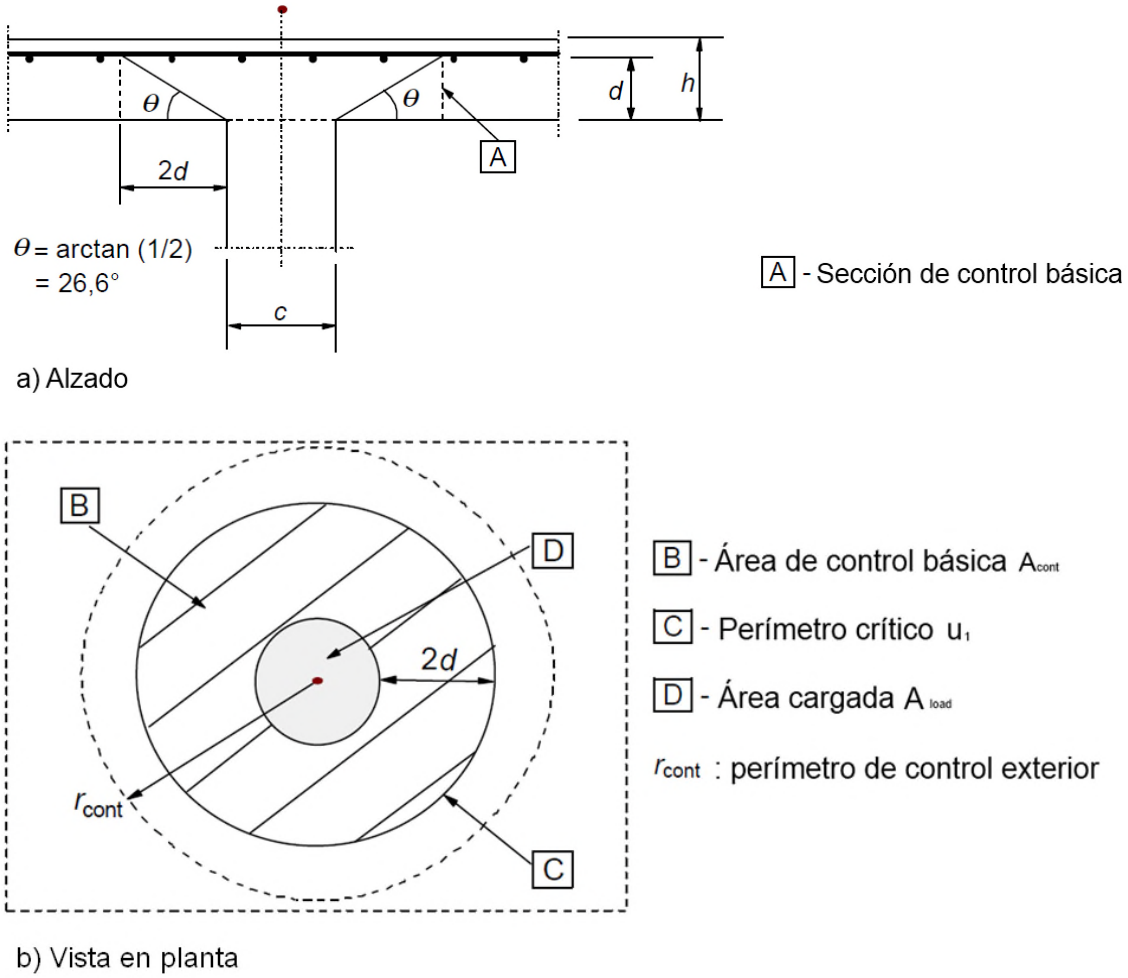


Figura A19.6.12 Modelo de comprobación del punzonamiento en Estado Límite Último

(4) Debe comprobarse la resistencia a punzonamiento en la cara del pilar y en el perímetro crítico u_1 Si se necesitan armaduras de punzonamiento, se debe encontrar un perímetro límite $u_{out,ef}$, a partir del cual no se requiere más armadura.

(5) Las reglas establecidas en el apartado 6.4 se han formulado para el caso de cargas uniformemente distribuidas. En casos particulares, como las zapatas, la carga dentro del perímetro crítico contribuye a la resistencia del sistema estructural y puede sustraerse a la hora de determinar el valor de cálculo de la tensión a punzonamiento.

6.4.2 Distribución de cargas y perímetro crítico

(1) Debe tomarse como perímetro crítico u_1 el situado a una distancia $2d$ a partir del área cargada, dispuesto de forma que su longitud sea mínima (véase la figura A19.6.13).

Se supondrá una losa de canto útil constante que se establece mediante:

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2} \qquad (6.32)$$

donde d_y y d_z son los cantos útiles de las armaduras en dos direcciones perpendiculares.

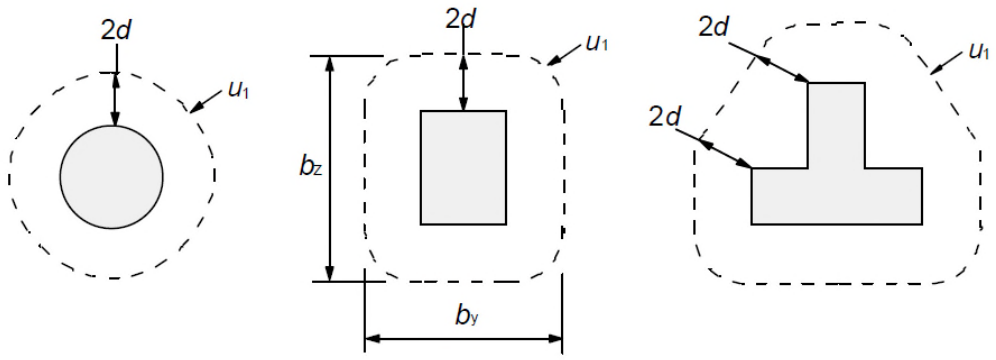


Figura A19.6.13 Tipos de perímetros críticos alrededor de las zonas cargadas

(2) Se deben considerar perímetros críticos situados a una distancia inferior a $2d$ en los casos en los que la carga concentrada esté equilibrada, por una presión elevada (por ejemplo, la presión sobre el terreno en una cimentación), o por los efectos de una carga o de una reacción situada a una distancia inferior o igual a $2d$ del contorno del área cargada.

(3) Para el caso de áreas cargadas situadas en zonas próximas a huecos, si la distancia más corta entre el perímetro del área cargada y el borde del hueco no supera la longitud $6d$, la parte del perímetro crítico comprendida entre dos tangentes trazadas desde el centro de la zona cargada hasta el perímetro exterior del hueco, será considerada como no efectiva (véase figura A19.6.14).

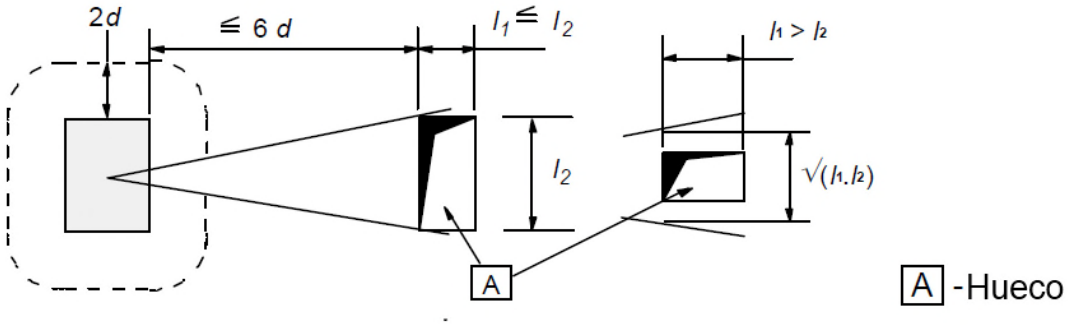


Figura A19.6.14 Perímetro crítico próximo a un hueco

(4) Para el caso de un área cargada situada cerca de un borde o una esquina, el perímetro crítico debe tomarse como se muestra en la figura A19.6.15, en la medida en que el perímetro resultante (excluyendo los bordes libres) sea inferior a los obtenidos de acuerdo con los puntos (1) y (2).

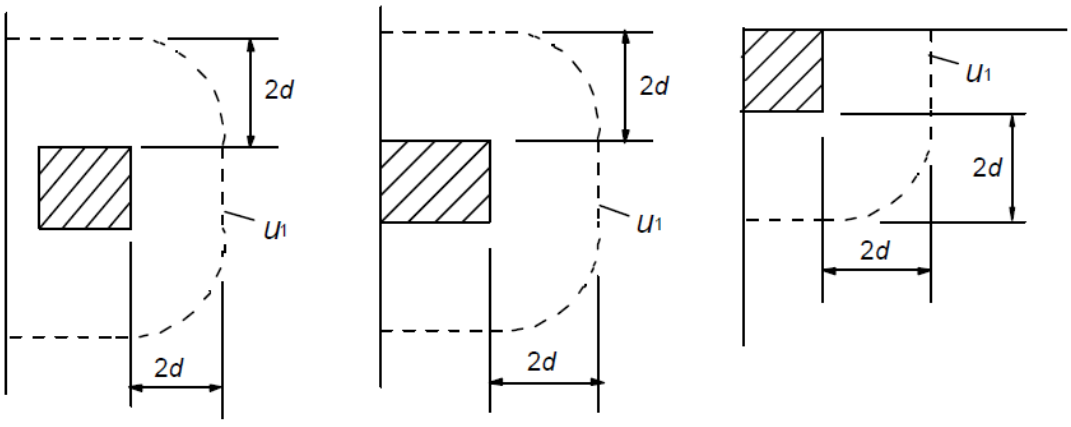


Figura A19.6.15 Perímetros críticos para zonas cargadas cercanas a un borde o una esquina

(5) Para áreas cargadas próximas a un borde o una esquina, es decir, a una distancia inferior a d, se debe disponer siempre una armadura adicional de borde, véase el apartado 9.3.1.4.

(6) La sección crítica es la definida por el trazado del perímetro crítico, extendiéndose a lo largo del canto útil d. Para losas de canto constante, la sección crítica será perpendicular al plano medio de la losa. Para losas o zapatas de canto variable, excepto para zapatas escalonadas, el canto útil puede suponerse igual al canto en el perímetro del área cargada, tal y como se muestra en la figura A19.6.16.

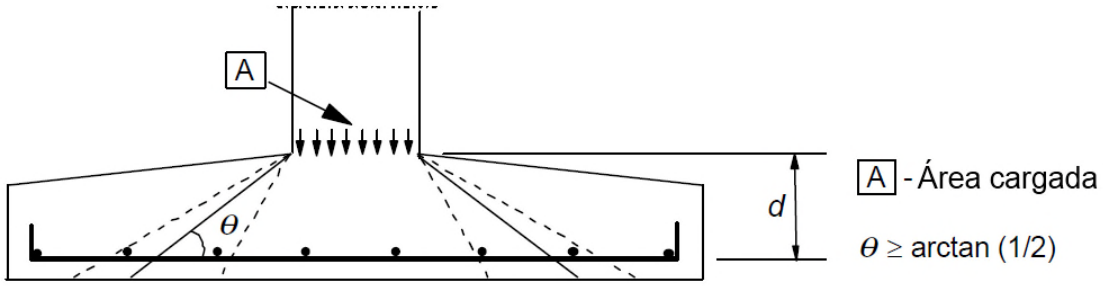


Figura A19.6.16 canto de la sección crítica para una zapata de canto variable

(7) Otros perímetros u_i, dentro o fuera del área crítica, deben tener la misma forma que el perímetro crítico.

(8) Para losas con capiteles circulares en las que $l_H < 2h_H$ (véase la figura A19.6.17), solo se requiere una comprobación de las tensiones debidas al punzonamiento de acuerdo con el apartado 6.4.3, en la sección crítica, fuera de la zona del capitel. La distancia de esta sección respecto al centro de gravedad del pilar debe tomarse como:

$$r_{cont} = 2d + l_H + 0{,}5c \qquad (6.33)$$

donde:

l_H es la distancia de la cara del pilar al borde del capitel

c es el diámetro del pilar circular.

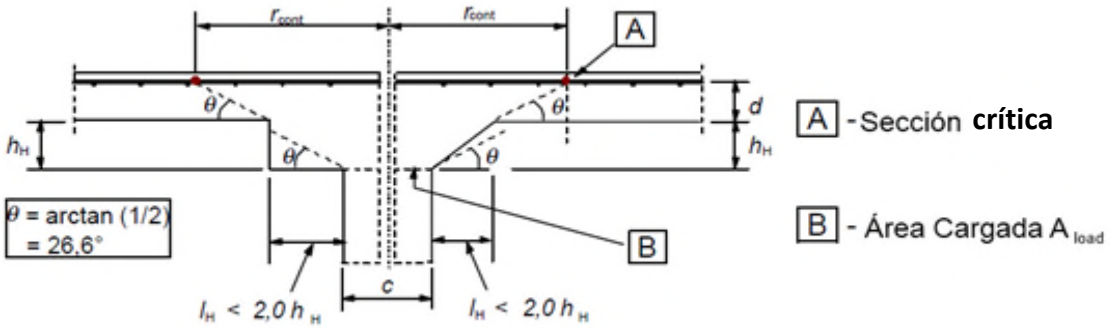


Figura A19.6.17 Losa sobre capitel con $l_H < 2h_H$

Para el caso de un pilar rectangular con capitel rectangular y $l_H < 2h_H$ (véase la figura A19.6.17), de dimensiones l_1 y l_2 ($l_1 = c_1 + 2l_{H1}$, $l_2 = c_2 + 2l_{H2}$, $l_1 \leq l_2$), el valor de r_{cont} se puede tomar como el menor de:

$$r_{cont} = 2d + 0{,}56\sqrt{l_1 l_2} \qquad (6.34)$$

y

$$r_{cont} = 2d + 0{,}69l_1 \qquad (6.35)$$

(9) Para el caso de losas con capitel en los que $l_H > 2h_H$ (véase la figura A19.6.18), deben comprobarse las secciones críticas tanto del capitel como de la losa.

(10) Las disposiciones de los apartados 6.4.2 y 6.4.3 también son de aplicación en las comprobaciones del capitel, tomando d igual a d_H, de acuerdo con la figura A19.6.18.

(11) Para pilares circulares, las distancias desde el centro de gravedad del pilar a las secciones críticas de la figura A19.6.18 se pueden tomar como:

$$r_{cont,ext} = l_H + 2d + 0{,}5c \quad (6.36)$$

$$r_{cont,int} = 2(d + h_H) + 0{,}5c \quad (6.37)$$

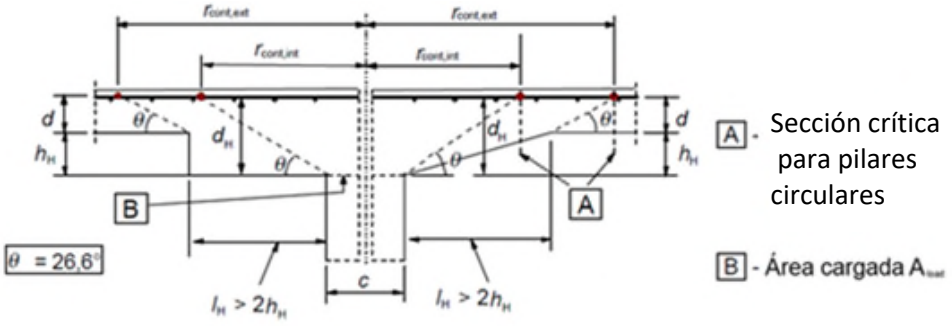


Figura A19.6.18 Losa sobre capitel con $l_H > 2h_H$

6.4.3 Cálculo de la resistencia a punzonamiento

(1) El procedimiento de cálculo del punzonamiento se basa en las comprobaciones sobre la cara del pilar y en el perímetro crítico u_1. Si es necesaria la armadura de punzonamiento, deberá encontrarse un perímetro exterior $u_{out,ef}$ (véase la figura A19.6.22), a partir del cual no sea necesaria la utilización de armadura. A continuación se definen los valores de cálculo de la resistencia a punzonamiento, en $N/mm2$, a lo largo de las secciones de control:

$v_{Rd,c}$ es el valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento de una losa sin armadura de punzonamiento en la sección crítica considerada,

$v_{Rd,cs}$ es el valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento de una losa con armadura de punzonamiento en la sección crítica considerada,

$v_{Rd,max}$ es el valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento máxima en la sección crítica considerada.

(2) Se realizarán las siguientes comprobaciones:

(a) No se supera el valor máximo de la de la resistencia a punzonamiento en el perímetro del pilar, o en el perímetro del área cargada:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

(b) La armadura de punzonamiento no será necesaria si:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

(c) Si v_{Ed} es mayor que $v_{Rd,c}$ en la sección crítica considerada, se dispondrá la armadura de punzonamiento de acuerdo con lo establecido en el apartado 6.4.5.

(3) Si la reacción del apoyo es excéntrica con respecto al perímetro crítico, la tensión tangencial máxima de punzonamiento se tomará como:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \qquad (6.38)$$

donde:

d es el canto útil medio de la losa, que debe tomarse como $(d_y + d_z)/2$ donde:

d_y, d_z son los cantos útiles en la dirección y y z de la sección de control

u_i es la longitud del perímetro de control considerado

β se establece mediante:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \qquad (6.39)$$

donde:

u_1 es la longitud perímetro crítico

k es un coeficiente que depende del cociente entre las dimensiones del pilar c_1 y c_2: su valor es función de la proporción de momento no equilibrado transmitido por un cortante no uniforme, por la flexión y por la torsión (véase la tabla A19 6.1)

W_1 Corresponde a una distribución de cortante como la mostrada en la figura A19.6.19 y se dispone a lo largo del perímetro crítico

$$W_1 = \int_0^{u_i} |e| dl \qquad (6.40)$$

dl es el diferencial de la longitud del perímetro

e es la distancia de dl al eje del momento actuante M_{Ed}.

Tabla A19.6.1 Valores de k para áreas rectangulares cargadas.

c_1/c_2	≤ 0,5	1,0	2,0	≥ 3,0
k	0,45	0,60	0,70	0,80

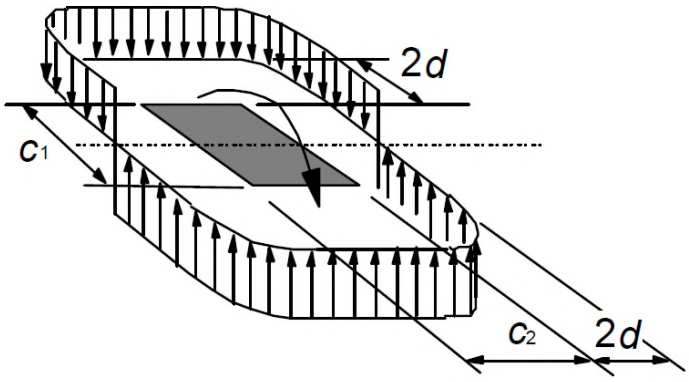


Figura A19.6.19 Distribución del cortante debida a un momento desequilibrado en la unión de una losa y un pilar interior

Para un pilar rectangular:

$$W_1 = \frac{{c_1}^2}{2} + c_1 c_2 + 4 c_2 d + 16 d^2 + 2\pi d c_1 \qquad (6.41)$$

donde:

c_1 es la dimensión del pilar, paralela a la excentricidad de la carga

c_2 es la dimensión del pilar, perpendicular a la excentricidad de la carga.

Para pilares circulares interiores, β se obtendrá mediante:

$$\beta = 1 + 0{,}6\pi \frac{e}{D+4d} \qquad (6.42)$$

donde:

D es el diámetro del pilar circular

e es la excentricidad de la carga aplicada $e = M_{Ed}/V_{Ed}$.

Para pilares rectangulares interiores en los que la carga es excéntrica en ambos ejes, se puede emplear la siguiente expresión aproximada:

$$\beta = 1 + 1{,}8\sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \qquad (6.43)$$

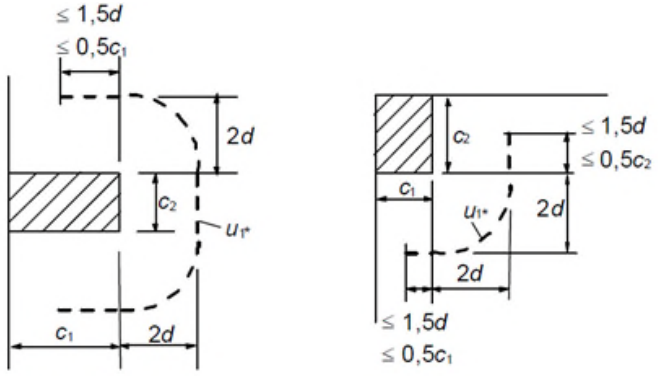
donde:

e_y y e_z son las excentricidades M_{Ed}/V_{Ed} a lo largo del eje y y el eje z respectivamente

b_y y b_z son las dimensiones del perímetro crítico (véase la figura A19.6.13).

NOTA: e_y resulta de un momento alrededor del eje z y e_z de un momento alrededor del eje y.

(4) Para las uniones de pilares de borde, en las que la excentricidad perpendicular al borde de la losa (resultante de un momento alrededor de un eje paralelo al borde de la losa) se encuentra hacia el interior de la estructura y no hay excentricidad paralela al borde, el esfuerzo de punzonamiento puede considerarse como uniformemente distribuido a lo largo del perímetro crítico u_{1^*}, tal y como se indica en la figura A19.6.20(a).



b) Pilar de borde a) Pilar de esquina

Figura A19.6.20 Perímetro crítico reducido u_{1^*}

En el caso de que existan excentricidades en ambas direcciones ortogonales, β se determinará utilizando la siguiente expresión:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1^*}} + k\frac{u_1}{W_1}e_{par} \qquad (6.44)$$

donde:

u_1 es el perímetro crítico (véase la figura A19.6.15)

u_{1^*} es el perímetro crítico reducido (véase la figura A19.6.20(a))

e_{par} es la excentricidad paralela al borde de la losa resultante de un momento sobre el eje perpendicular a dicho borde

k puede determinarse mediante la tabla A19.6.1 sustituyendo el cociente c_1/c_2 por $c_1/2c_2$

W_1 se calcula para el perímetro crítico u_1 (véase la figura A19.6.13).

Para pilares rectangulares, tal y como se muestra en la figura A19.6.20(a):

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1 c_2 + 4c_1 d + 8d^2 + \pi d c_2 \qquad (6.45)$$

Si la excentridad perpendicular al borde de la losa no se encuentra hacia el interior, se aplicará la expresión (6.39). Para el cálculo de W_1, la excentricidad e debe medirse desde la fibra que pasa por el centro de gravedad del perímetro crítico.

(5) Para el caso de los pilares de esquina, en los que la excentridad se encuentre hacia el interior de la losa, se supondrá que el esfuerzo de punzonamiento está repartido uniformemente a lo largo del perímetro crítico reducido u_{1^*}, tal y como se muestra en la figura A19.6.20(b). El valor de β puede considerarse como:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1^*}} \qquad (6.46)$$

Si la excentricidad se encuentra hacia el exterior, se aplicará la expresión (6.39)

(6) Para estructuras en las que la estabilidad lateral no dependa de que la losas y pilares trabajen como pórticos y las luces de los vanos adyacentes no difieran más de un 25%, se pueden utilizar valores aproximados de β. En la figura A19.6.21 se indican los valores a utilizar.

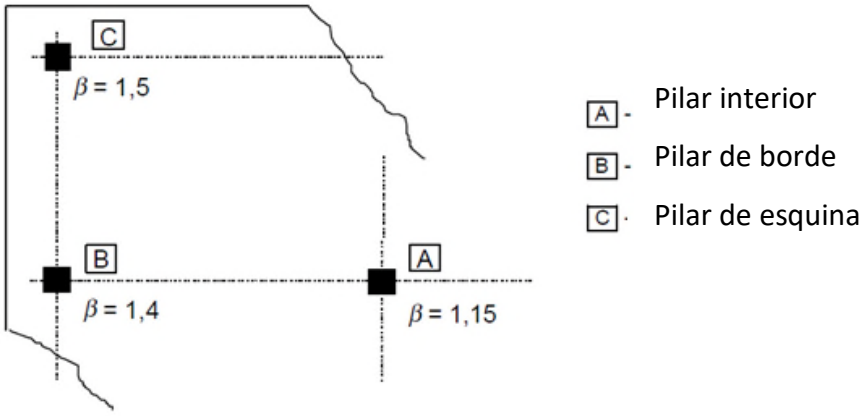


Figura A19.6.21 Valores de β recomendados

(7) En el caso que se aplique una carga concentrada en una losa de forjado cerca de un soporte, la reducción del esfuerzo cortante de acuerdo con lo establecido en los apartados 6.2.2(6) y 6.2.3(8) no es válida y no debe incluirse.

(8) El esfuerzo de punzonamiento V_{Ed} en una losa de cimentación puede reducirse debido a la acción favorable de la presión sobre el terreno.

(9) La componente vertical V_{pd}, resultante de las armaduras de pretensado inclinadas que atraviesan la sección crítica, puede tomarse como una acción favorable donde corresponda.

6.4.4 Resistencia a punzonamiento de losas y bases de pilares sin armadura de punzonamiento

(1) La resistencia a punzonamiento de una losa debe verificarse para la sección crítica de acuerdo con el apartado 6.4.2. El valor de cálculo de dicha resistencia en N/mm^2 puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1\sigma_{cp}) \qquad (6.47)$$

donde:

f_{ck} está en N/mm^2

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$ con d en mm

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0{,}02$

ρ_{ly}, ρ_{lz} son las cuantías de armadura traccionadas adherentes en dos direcciones perpendiculares y y z respectivamente. En cada dirección, la cuantía a considerar es la existente en un ancho igual a la dimensión del pilar sumándole tres veces el canto útil de la losa, $3d$, a cada lado

$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$

donde:

σ_{cy}, σ_{cz} son las tensiones normales del hormigón en N/mm^2 en la sección crítica en las direcciones y y z respectivamente (considerando positivas las compresiones):

$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}}$ y $\sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$

$N_{Ed,y}, N_{Ed,z}$ son las fuerzas longitudinales existentes en el paño completo en los pilares interiores, o a través de la sección de control en el caso de pilares de borde. Estas fuerzas pueden deberse a una carga exterior o de la acción del pretensado

A_c es el área de hormigón, de acuerdo con la definición de N_{Ed}.

$C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c$

$k_1 = 0{,}1$

$v_{min} = 0{,}035\, k^{3/2} \cdot {f_{ck}}^{1/2}$.

(2) Se debe comprobar la resistencia a punzonamiento de la base de los pilares a lo largo de los perímetros críticos situados dentro de una distancia 2d del perímetro del pilar.

Para el caso de cargas centradas, el valor neto del esfuerzo aplicado será:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \qquad (6.48)$$

donde:

V_{Ed} es el esfuerzo cortante aplicado

ΔV_{Ed} es el valor neto de la reacción vertical en el interior del perímetro crítico considerado, es decir, la reacción del terreno menos el peso propio del elemento de cimentación.

$$v_{Ed} = V_{Ed,red}/ud \qquad (6.49)$$

$$v_{Rd} = C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} \cdot 2d/a \geq v_{min} \cdot {}^{2d}/_{a} \qquad (6.50)$$

donde:

a es la distancia del perímetro del pilar al perímetro crítico considerado

$C_{Rd,c}$ está definido en 6.4.4(1)

v_{min} está definido en 6.4.4(1)

k está definido en 6.4.4(1).

Para el caso de carga excéntrica:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud}\left[1 + k\frac{M_{Ed}u}{V_{Ed,red}W}\right] \quad (6.51)$$

donde k está definido en 6.4.3(3) o 6.4.3(4) según el caso considerado y W es similar a W_1, pero considerando el perímetro u.

6.4.5 Resistencia a punzonamiento de losas y bases de pilares con armadura de punzonamiento

(1) En el caso de que se requiera armadura de punzonamiento, esta se calculará de acuerdo con la expresión (6.52):

$$v_{Rd,cs} = 0{,}75v_{Rd,c} + 1{,}5(d/s_r)A_{sw}f_{ywd,ef}(1/(u_1 d))sen\alpha \leq k_{máx} \cdot v_{Rd,c} \quad (6.52)$$

donde:

A_{sw} es el área total de armadura de punzonamiento en un perímetro concéntrico al pilar $[mm^2]$

s_r es la distancia en la dirección radial entre dos perímetros concéntricos de armadura de punzonamiento $[mm]$

$f_{ywd,ef}$ es la resistencia de cálculo efectiva de la armadura de punzonamiento de acuerdo con $f_{ywd,ef} = 250 + 0{,}25d \leq f_{ywd}[N/mm^2]$

d es la media de los cantos útiles en las direcciones ortogonales $[mm]$

α es el ángulo entre la armadura de punzonamiento y el plano de la losa

$v_{Rd,c}$ es un factor que limita la capacidad máxima que puede alcanzarse mediante la aplicación de la armadura de punzonamiento, según el apartado 6.4.4

$k_{máx}$ es un factor que limita la capacidad máxima que puede alcanzarse mediante la aplicación de la armadura de punzonamiento, cuyo valor es 1,5.

Si se dispone una única fila de barras dobladas hacia abajo, el cociente d/s_r en la expresión (6.52) puede tomar el valor 0,67.

(2) Los requisitos sobre la definición de los detalles de armado de las armaduras de punzonamiento se indican en el apartado 9.4.3.

(3) En la zona más cercana al pilar, la resistencia a punzonamiento estará limitada por un valor máximo establecido mediante:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad (6.53)$$

donde:

u_0 para pilar interior u_0 =perímetro del pilar $[mm]$

para pilar de borde $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1[mm]$

para pilar de esquina $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2[mm]$

c_1 y c_2 son las dimensiones del pilar, tal y como se muestra en la figura A19.6.20

β véanse los apartados 6.4.3 (3), (4) y (5).

$v_{Rd,max} = 0{,}4\nu f_{cd}$, donde ν se obtiene mediante la expresión (6.6).

(4) Se debe determinar el perímetro crítico, u_{out} (o $u_{out,ef}$, véase la figura A19.6.22), para el cual no se requiere armadura de punzonamiento, mediante la expresión (6.54):

$$u_{out,ef} = \beta V_{Ed}/(v_{Rd,c}d) \qquad (6.54)$$

El perímetro de armadura de punzonamiento situado en la zona exterior, se debe situar a una distancia no mayor a kd, dentro del perímetro u_{out} (o $u_{out,ef}$, véase la figura A19.6.22), donde $k = 1{,}5$.

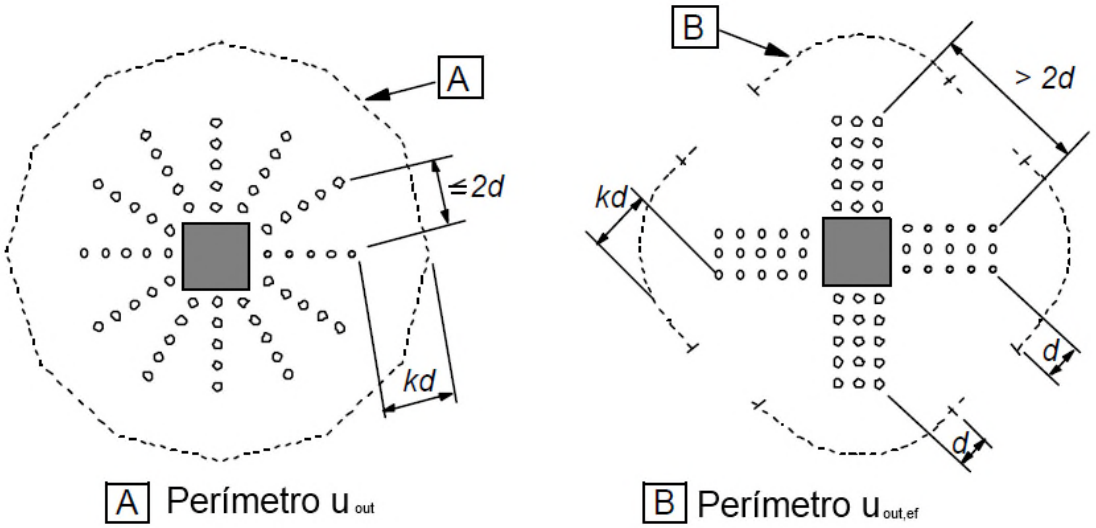


Figura A19.6.22 Perímetros críticos para pilares interiores

(5) En el caso de utilizar productos patentados como armadura de punzonamiento, el valor de $V_{Rd,cs}$ debe determinarse mediante ensayos conforme con la correspondiente Evaluación Técnica Europea. Véase también el apartado 9.4.3.

6.5 Cálculo mediante modelos de bielas y tirantes

6.5.1 Generalidades

(1) Los modelos de bielas y tirantes (véase también el apartado 5.6.4) pueden utilizarse en las zonas donde exista una distribución no lineal de deformaciones (por ejemplo en apoyos, junto a zonas de concentración de cargas o tensiones planas).

6.5.2 Bielas

(1) La resistencia de cálculo de una biela de hormigón en una región con tensión transversal de compresión o en ausencia de tensiones transversales, puede calcularse utilizando la expresión (6.55) (véase la figura A19.6.23).

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \qquad (6.55)$$

En las zonas en las que existan compresiones multiaxiales puede ser adecuado suponer una resistencia de cálculo mayor.

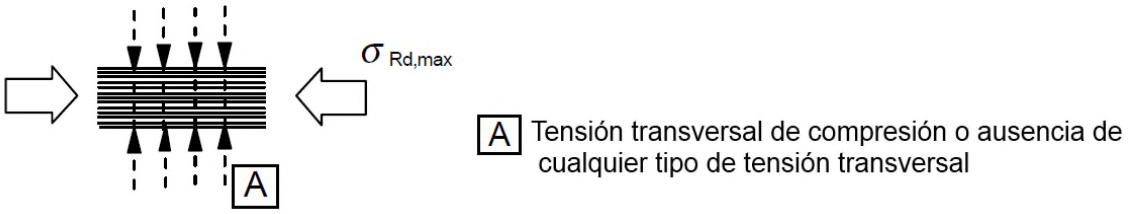


Figura A19.6.23 Resistencia de cálculo de las bielas de hormigón sin tracción transversal

(2) La resistencia de cálculo de las bielas de hormigón debe reducirse en las zonas fisuradas sometidas a compresión y puede calcularse mediante la expresión (6.56) (véase la figura A19.6.24) salvo que se utilice una aproximación más rigurosa.

$$\sigma_{Rd,max} = 0{,}6\nu' f_{cd} \qquad (6.56)$$

El valor de ν' viene dado por la ecuación 6.57.

$$\nu' = 1 - f_{ck}/250 \qquad (6.57)$$

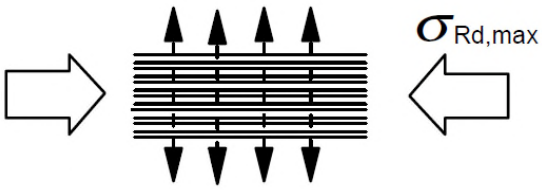


Figura A19.6.24 Resistencia de cálculo de las bielas de hormigón con tracción transversal

(3) En los apartados 6.2.2 y 6.2.3 se proporcionan métodos de cálculo alternativos para bielas entre áreas directamente cargadas como ménsulas o vigas cortas.

6.5.3 Tirantes

(1) La resistencia de cálculo de los tirantes transversales y de las armaduras debe limitarse de acuerdo con lo dispuesto en los apartados 3.2 y 3.3.

(2) La armadura debe anclarse adecuadamente en los nudos.

(3) La armadura necesaria para resistir las fuerzas en los nudos de concentración de esfuerzos puede repartirse sobre una cierta longitud (véase la figura A19.6.25 a) y b)). Cuando las armaduras de la zona del nudo se extiendan sobre una longitud importante del elemento, deben repartirse sobre la longitud en la que las trayectorias de las tensiones de compresión sean curvas (tirantes y bielas). La fuerza de tracción T puede obtenerse mediante:

a) Para regiones de discontinuidad parcial $\left(b \leq \frac{H}{2}\right)$, véase la figura A19.6.25a:

$$T = \frac{1}{4}\frac{b-a}{b}F \qquad (6.58)$$

b) Para regiones de discontinuidad total $\left(b > \frac{H}{2}\right)$, véase la figura A19.6.25b:

$$T = \frac{1}{4}\left(1 - 0{,}7\frac{a}{h}\right)F \qquad (6.59)$$

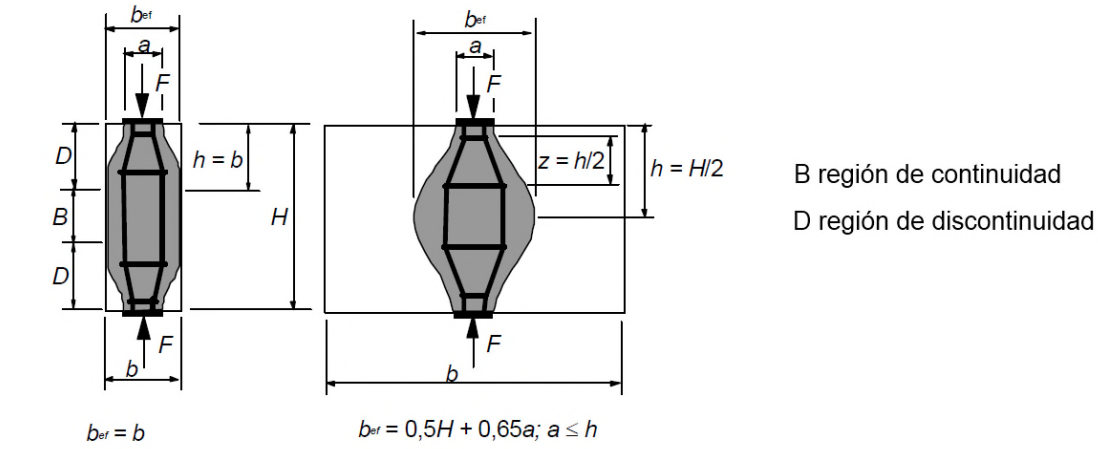


Figura A19.6.25 Parámetros para la obtención de los esfuerzos transversales de tracción en un campo de tensiones de compresión con armaduras repartidas

6.5.4 Nudos

(1) Las reglas para nudos son también aplicables para las zonas en las que las fuerzas concentradas se transmiten a un elemento y que no han sido calculadas mediante el método de bielas y tirantes.

(2) Las fuerzas actuantes en los nudos deben estar en equilibrio. Se deberán tener en cuenta los esfuerzos transversales de tracción perpendiculares al plano del nudo.

(3) El dimensionamiento y el armado de los nudos de concentración de esfuerzos son cruciales a la hora de determinar su capacidad resistente. Los nudos de concentración de esfuerzos pueden aparecer, por ejemplo, en zonas de aplicación de cargas puntuales, como los apoyos; en zonas de anclaje con concentración de armaduras o tendones de pretensado; en las zonas de doblado de las armaduras; y en las uniones y esquinas de los elementos.

(4) Los valores de cálculo de las tensiones de comprensión en el interior de los nudos se pueden obtener:

a) En los nudos sometidos a compresión en los que no existen tirantes anclados (véase la figura A19.6.26),

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \nu' f_{cd} \qquad (6.60)$$

donde $\sigma_{Rd,max}$ es la tensión máxima que puede aplicarse en los bordes del nudo. Véase el apartado 6.5.2(2) para la definición de ν'. Se utilizará el valor $k_1 = 1{,}0$.

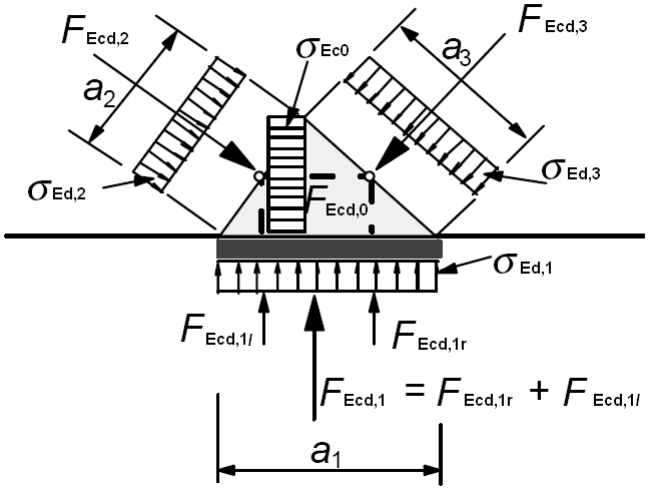


Figura A19.6.26 Nudo sin tirantes sometido a compresión

b) En los nudos sometidos a compresión y tracción con tirantes anclados en una dirección (véase la figura A19.6.27),

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \nu' f_{cd} \qquad (6.61)$$

donde $\sigma_{Rd,max}$ es la tensión máxima de $\sigma_{Ed,1}$ y $\sigma_{Ed,2}$. Véase 6.5.2(2) para la definición de ν'.Se utilizará el valor $k_2 = 0{,}85$.

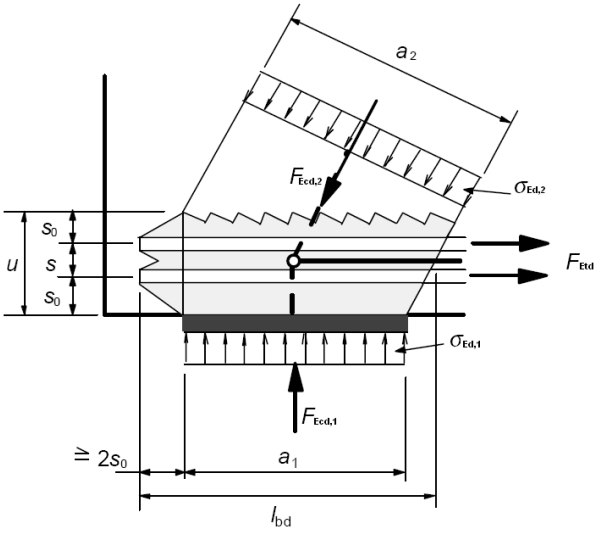


Figura A19.6.27 Nudo sometido a compresión y tracción con armadura en una dirección

c) En los nudos sometidos a compresión y tracción con tirantes anclados en más de una dirección (véase la figura A19.6.28).

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 \nu' f_{cd} \qquad (6.62)$$

donde $\sigma_{Rd,max}$ es la tensión máxima de compresión que se puede aplicar a los bordes de los nudos. Véase el apartado 6.5.2(2) para la definición de ν'. Se utilizará el valor $k_3 = 0{,}75$.

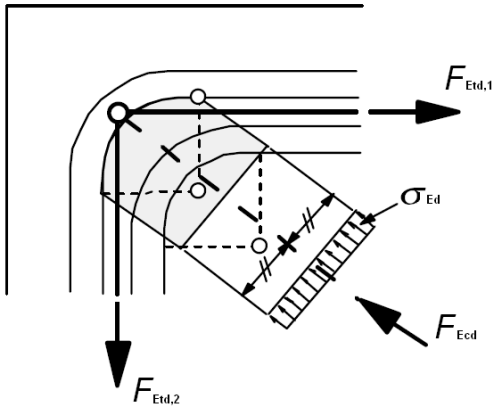


Figura A19.6.28 Nudo sometido a tracción y compresión con armaduras en dos direcciones

(5) Bajo las condiciones que se indican a continuación, los valores de cálculo de la tensión de compresión establecidos en el apartado 6.5.4(4) pueden incrementarse hasta un 10% cuando se produzca alguna de las siguientes circunstancias:

- la existencia de compresión triaxial está asegurada,
- los ángulos entre bielas y tirantes son $\geq 55°$,
- las tensiones aplicadas en apoyos o en zonas de carga puntual son uniformes y el nudo se encuentra confinado por armadura transversal,
- la armadura está dispuesta en múltiples capas,
- el nudo está confinado de forma segura mediante una disposición particular del apoyo o por rozamiento.

(6) Los nudos sometidos a compresión triaxial pueden comprobarse mediante las expresiones (3.24) y (3.25), tomando como límite superior $\sigma_{Rd,max} \leq k_4 \nu' f_{cd}$, si se conoce la distribución de la carga en las tres direcciones de las bielas. Se utilizará el valor $k_4 = 3{,}00$.

(7) El anclaje de la armadura en los nudos sometidos a tracción y compresión comienza en el inicio del nudo: por ejemplo, en el caso de un soporte, el anclaje comienza en su cara interior (véase la figura A19.6.27). La longitud del anclaje debe disponerse sobre toda la extensión del nudo. En ciertos casos, la armadura puede anclarse detrás del nudo. Con respecto al anclaje de las armaduras y la flexión de las mismas, véanse los apartados 8.4 a 8.6.

(8) Los nudos comprimidos en la unión de tres bielas coplanarias, pueden verificarse de acuerdo con la figura A19.6.26. Se deben comprobar los valores máximos de las tensiones principales medias en el nudo (σ_{c0}, σ_{c1}, σ_{c2}, σ_{c3}) conforme al apartado 6.5.4(4) a). En general se supondrá que:

$$F_{cd,1}/a_1 = F_{cd,2}/a_2 = F_{cd,3}/a_3 \text{ dando lugar a } \sigma_{cd,1} = \sigma_{cd,2} = \sigma_{cd,3} = \sigma_{cd,0}.$$

(9) Los nudos correspondientes a las zonas de doblado de las armaduras pueden analizarse de acuerdo con la figura A19.6.28. Deberá comprobarse la tensión media de las bielas conforme a lo establecido en el apartado 6.5.4(5). El diámetro del mandril deberá comprobarse de acuerdo con lo establecido en el apartado 8.3.

6.6 Anclajes y solapes

(1) La tensión de cálculo de adherencia está limitada a un valor que depende de las características de la superficie de las armaduras, de la resistencia a tracción del hormigón y del confinamiento del hormigón entre las armaduras. Esto depende del recubrimiento, de la armadura transversal y de la presión transversal.

(2) La longitud necesaria para desarrollar el esfuerzo de tracción requerido en un anclaje o solape, se calcula admitiendo una tensión de adherencia constante.

(3) Las reglas de aplicación relativas al dimensionamiento de los anclajes y los solapes, así como la definición de los detalles de proyecto correspondientes, se establecen en los apartados comprendidos entre el 8.4 y el 8.8, ambos inclusive.

6.7 Zonas parcialmente cargadas

(1) Para zonas parcialmente cargadas, deberán considerarse el aplastamiento local (véase posteriormente) y los esfuerzos transversales de tracción que se generan (véase el apartado 6.5).

(2) Para una distribución uniforme de carga en un área A_{c0} (véase la figura A19.6.29), el esfuerzo resistente concentrado puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3{,}0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \qquad (6.63)$$

donde:

A_{c0} es el área cargada

A_{c1} es el área de distribución máxima para el cálculo, con una forma similar a A_{c0}.

(3) El área de distribución A_{c1} requerida por el esfuerzo resistente F_{Rdu} debe cumplir las siguientes condiciones:

- La altura de la distribución de la carga en la dirección de dicha carga se debe corresponder con la establecida en la figura A19.6.29,
- el centro del área de distribución de cálculo, A_{c1}, debe situarse sobre la línea de acción pasando por el dentro del área cargada A_{c0},
- en el caso de que exista más de una fuerza de compresión actuando en la sección de hormigón, las áreas de distribución calculadas no podrán superponerse.

El valor de F_{Rdu} deberá reducirse si la carga no está uniformemente distribuida en el área A_{c0}, o si existen esfuerzos cortantes elevados.

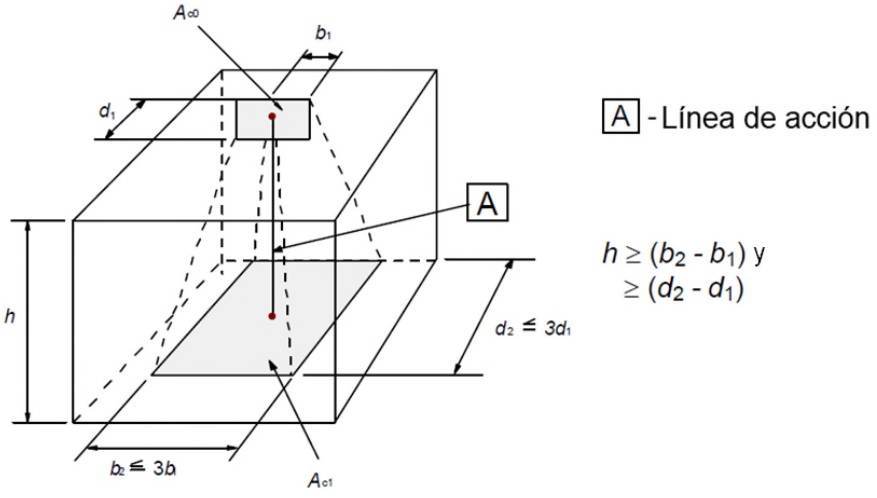


Figura A19.6.29 Distribución de cálculo para zonas parcialmente cargadas

(4) Se deberán disponer las armaduras necesarias para soportar el esfuerzo de tracción ocasionado por el efecto de la acción.

6.8 Fatiga

6.8.1 Condiciones de comprobación

(1) La resistencia a fatiga de las estructuras debe comprobarse en casos especiales. Esta comprobación se realizará por para el hormigón y el acero.

(2) La comprobación de fatiga debe realizarse en estructuras y elementos estructurales que vayan a estar sometidos a ciclos de carga de forma regular (por ejemplo, vigas carril para grúas o puentes expuestos a cargas elevadas de tráfico).

6.8.2 Esfuerzos y tensiones para la comprobación en fatiga

(1) El cálculo de las tensiones se basa en la hipótesis de secciones fisuradas, despreciando la resistencia a tracción del hormigón pero cumpliendo la compatibilidad de deformaciones.

(2) El efecto del distinto comportamiento adherente entre la armadura activa y la pasiva se tendrá en cuenta incrementando el rango de tensiones en la armadura pasiva, calculada bajo la hipótesis de adherencia perfecta mediante la aplicación de un coeficiente η dado por:

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p\sqrt{\xi(\phi_s/\phi_p)}} \qquad (6.64)$$

donde:

A_s es el área de la armadura pasiva

A_p es el área de la armadura activa

ϕ_s es el mayor diámetro de la armadura pasiva

ϕ_p es el diámetro o diámetro equivalente de la armadura activa:

$\phi_p = 1{,}6\sqrt{A_p}$ para grupos de barras

$\phi_p = 1{,}75\ \phi_{wire}$ para cordones de 7 alambres, donde ϕ_{wire} es el diámetro del alambre

$\phi_p = 1{,}20\ \phi_{wire}$ para cordones de 3 alambres, donde ϕ_{wire} es el diámetro del alambre

ξ es el cociente entre la capacidad de adherencia de la armadura activa adherente y la armadura pasiva del hormigón. El valor será el indicado en la correspondiente Evaluación Técnica Europea. En ausencia de dicho documento, se podrán utilizar los valores de la tabla A19.6.2.

Tabla A19.6.2 Relación entre la capacidad de adherencia de la armadura activa adherente y la armadura pasiva, ξ.

Armaduras activa	ξ		
	Pretesado	postesado, adherente	
		$f_{ck} \le 50$ N/mm^2	$f_{ck} \ge 70$ N/mm^2
Barras y alambres lisos	No aplicable	0,30	0,15
Cordones	0,60	0,50	0,25
Alambres grafilados	0,70	0,60	0,30
Barras corrugadas	0,80	0,70	0,35
NOTA: Los valores intermedios entre f_{ck} 50 y 70 pueden interpolarse.			

(3) Para el cálculo de la armadura de cortante, la inclinación de las bielas de compresión, θ_{fat}, podrá determinarse utilizando un modelo de bielas y tirantes, o bien mediante la expresión (6.65).

$$\tan\theta_{fat} = \sqrt{\tan\theta} \leq 1{,}0 \qquad (6.65)$$

donde:

θ es el ángulo que forma la biela de compresión con el eje de la viga, supuesto en el cálculo en Estado Límite Último (véase el apartado 6.2.3).

6.8.3 Combinación de acciones

(1) Para el cálculo del rango de tensiones se deberá distinguir entre las acciones no cíclicas y las acciones cíclicas generadoras de fatiga (cargas cuya aplicación se repite un determinado número de veces).

(2) La combinación básica para cargas no cíclicas es similar a la definición de la combinación frecuente en Estado Límite de Servicio:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1}Q_{k,1}; \psi_{2,i}Q_{k,i}\}\ j \geq 1; i > 1 \qquad (6.66)$$

La combinación de acciones entre llaves { } (llamada combinación básica) se puede expresar como:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j}\text{"}+\text{"}\ P\ \text{"}+\text{"}\ \psi_{1,1}Q_{k,1}\ \text{"}+\text{"}\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}Q_{k,i} \qquad (6.67)$$

NOTA: $Q_{k,1}$ y $Q_{k,i}$son acciones no cíclicas y acciones no permanentes.

(3) Las acciones cíclicas deberán combinarse con la combinación básica desfavorable:

$$E_d = E\left\{\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1}Q_{k,1}; \psi_{2,i}Q_{k,i}\}; Q_{fat}\right\}\ j \geq 1; i > 1 \qquad (6.68)$$

La combinación de acciones entre llaves { } (llamada combinación básica añadiendo las acciones cíclicas) se puede expresar como:

$$\left(\sum_{j\geq 1} G_{k,j}\text{"}+\text{"}\ P\ \text{"}+\text{"}\ \psi_{1,1}Q_{k,1}\ \text{"}+\text{"}\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}Q_{k,i}\right)\text{"}+\text{"}Q_{fat} \qquad (6.69)$$

donde:

Q_{fat} es la carga de fatiga correspondiente (por ejemplo la carga de tráfico tal y como establece la reglamentación específica vigente u otras cargas cíclicas).

6.8.4 Procedimiento de comprobación para armaduras pasivas y activas

(1) El daño producido por la aplicación de un ciclo de tensiones, $\Delta\sigma$, puede determinarse mediante la utilización de los correspondientes diagramas S-N (figura A19.6.30), tanto para la armadura pasiva como para la activa. La carga aplicada debe multiplicarse por el coeficiente $\gamma_{F,fat}$. Además, el intervalo de tensiones resistentes para N^* ciclos con una amplitud $\Delta\sigma_{Rsk}$ deberá dividirse entre el coeficiente de seguridad $\gamma_{S,fat} = 1{,}0$.

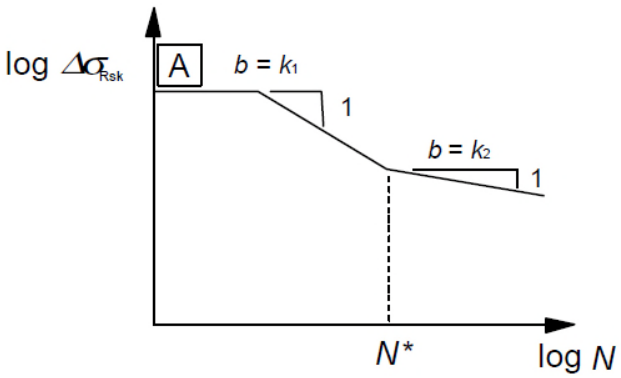


Figura A19.6.30 Forma del diagrama de la resistencia característica a la fatiga (diagrama S-N para armaduras pasivas y activas)

Los valores de los parámetros de los diagramas S-N para armaduras pasivas y activas a utilizar se dan en las tablas A19.6.3 y A19.6.4 respectivamente.

Tabla A19.6.3 Parámetros para diagramas S-N de armaduras pasivas

Tipo de armadura	N^*	Exponente de las tensiones		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (N/mm^2) para N^* ciclos
		k_1	k_2	
Barras rectas y dobladas[1]	10^6	5	9	162,5
Barras y mallas electrosoldadas	10^7	3	5	58,5
Dispositivos de empalme	10^7	3	5	35

[1] Los valores de $\Delta\sigma_{Rsk}$ son relativos a las barras rectas. Los valores para las barras dobladas deberán obtenerse utilizando un coeficiente reductor $\zeta = 0{,}35 + 0{,}026\, D/\phi$,
donde:
D es el diámetro del mandril
ϕ es el diámetro de la barra.

Tabla A19.6.4 Parámetros para diagramas S-N de armaduras activas

Diagramas S-N para la armadura activa	N^*	Exponente de las tensiones		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (N/mm^2) para N^* ciclos
		k_1	k_2	
Armadura pretesa	10^6	5	9	185
Armadura postesa				
Monocordones en vainas de plástico	10^6	5	9	185
Tendones rectos o curvos en vainas de plástico	10^6	5	10	150
Tendones curvos en vainas de acero	10^6	5	7	120
Dispositivos de empalme	10^6	5	5	80

(2) Para ciclos múltiples con amplitudes variables, el daño se puede sumar utilizando la regla de Palmgren-Miner. Por tanto, el coeficiente de daño por fatiga del acero, D_{Ed}, ocasionado por las cargas de fatiga correspondientes, debe cumplir la siguiente condición:

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1 \qquad (6.70)$$

donde:

$n(\Delta\sigma_i)$ es el número de ciclos aplicado para un rango de tensiones $\Delta\sigma_i$

$N(\Delta\sigma_i)$ es el número de ciclos que es capaz de resistir para un rango de tensiones $\Delta\sigma_i$.

(3) Si las armaduras, activas o pasivas, están expuestas a cargas de fatiga, las tensiones calculadas no deberán superar el límite elástico de cálculo del acero.

(4) El límite elástico se comprobará mediante ensayos de tracción del acero a emplear.

(5) En el caso de utilizar los criterios del apartado 6.8 para la comprobación de la vida útil residual de las estructuras existentes, o la comprobación de la necesidad de armaduras una vez que ha comenzado el proceso de corrosión, el rango de tensiones puede determinarse reduciendo el exponente de la tensión $k_2 = 5{,}0$ para barras rectas y dobladas.

(6) El rango de tensiones de las barras soldadas nunca podrá superar el correspondiente a las barras rectas y dobladas.

6.8.5 Comprobaciones utilizando el rango de tensiones de daño equivalente

(1) En lugar de una comprobación explícita de la resistencia al daño, conforme al apartado 6.8.4, la comprobación de fatiga para casos estándar con cargas conocidas (puentes de carretera o de ferrocarril) puede realizarse mediante:

- El rango de tensiones de daño equivalente para el acero, de acuerdo con el apartado 6.8.5(3).
- Las tensiones de compresión de daño equivalente para el hormigón, tal y como se indica en el apartado 6.8.7.

(2) El método del rango de tensiones de daño equivalente consiste en representar el espectro real de cargas correspondiente a la aplicación de N^* ciclos de un rango de tensiones determinado. El Anejo 21 de este Código Estructural contiene los modelos de carga de fatiga y procedimientos de cálculo del rango equivalente de tensiones, $\Delta\sigma_{S,equ}$, para las superestructuras de puentes de carretera y de ferrocarril.

(3) En las armaduras pasivas y activas, así como en los dispositivos de empalme, puede suponerse una resistencia a fatiga adecuada, en el caso de cumplirse la expresión (6.71):

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}} \qquad (6.71)$$

donde:

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ es el rango de tensiones para N^*ciclos, de los diagramas S-N correspondientes (véase la figura A19.6.30).

NOTA: Véase también las tablas A19.6.3 y A19.6.4.

$\Delta\sigma_{S,equ}(N^*)$ es el rango de tensiones de daño equivalente para diferentes tipos de armadura, considerando N^* ciclos de carga. Para edificación, $\Delta\sigma_{S,equ}(N^*)$ es aproximadamente igual a $\Delta\sigma_{S,max}$

$\Delta\sigma_{S,max}$ es el rango máximo de tensiones del acero bajo las combinaciones de carga correspondientes.

6.8.6 Otras comprobaciones

(1) Se puede suponer una resistencia a la fatiga adecuada para barras sin soldar en tracción si el intervalo de tensiones bajo carga cíclica frecuente asociada a la combinación básica es $\Delta\sigma_S \leq k_1$, siendo $k_1 = 70$ N/mm^2.

Para barras soldadas trabajando a tracción, se supondrá una resistencia a fatiga adecuada si el intervalo de tensiones bajo una carga cíclica frecuente asociada a la combinación básicaes $\Delta\sigma_S \leq k_2$, siendo $k_2 = 35$ N/mm^2.

(2) Como simplificación del punto (1), la comprobación puede realizarse utilizando la combinación frecuente de cargas. Si se cumple dicha comprobación no será necesaria la realización de más comprobaciones.

(3) Donde se utilicen uniones soldadas o dispositivos de empalme en el hormigón pretensado, no deben existir tracciones en la sección de hormigón en un entorno de $200\,mm$ de las armaduras (pasiva o activa), bajo una combinación frecuente de cargas, junto con un coeficiente reductor $k_3 = 0{,}9$ para el valor medio de la fuerza de pretensado, P_m.

6.8.7 Comprobación del hormigón sometido a compresión o a cortante

(1) Se puede suponer una resistencia adecuada a fatiga para el hormigón en comprimido si se cumple la siguiente condición:

$$E_{cd,max,equ} + 0{,}43\sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1 \qquad (6.72)$$

donde:

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}} \qquad (6.73)$$

$$E_{cd,min,equ} = \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}} \qquad (6.74)$$

$$E_{cd,max,equ} = \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}} \qquad (6.75)$$

donde:

R_{equ} es la relación de tensiones

$E_{cd,min,equ}$ es el nivel mínimo de tensiones de compresión

$E_{cd,max,equ}$ es el nivel máximo de tensiones de compresión

$\sigma_{cd,max,equ}$ es la tensión máxima del rango de tensiones último para N ciclos

$\sigma_{cd,min,equ}$ es la tensión mínima del rango de tensiones último para N ciclos

$N =$ número de ciclos = 10^6 ciclos

$f_{cd,fat}$ es el valor de cálculo de la resistencia a fatiga del hormigón, de acuerdo con (6.76)

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \qquad (6.76)$$

donde:

$\beta_{cc}(t_0)$ es un coeficiente para la resistencia del hormigón la primera puesta en carga (véase el apartado 3.1.2(6)),

t_0 es el tiempo de comienzo, en días, de la carga cíclica en el hormigón

$k_1 = 0{,}85$.

(2) Se puede admitir que la resistencia a fatiga del hormigón comprimido es adecuada si se cumple la siguiente condición:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0{,}5 + 0{,}45\frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \qquad (6.77)$$

$\leq$ 0,9 para $f_{ck} \leq$ 50 mm^2

$\leq$ 0,8 para $f_{ck} >$ 50 N/mm^2

donde:

$\sigma_{c,max}$ es la tensión en la fibra más comprimida bajo la combinación frecuente de cargas (con la compresión medida como positiva)

$\sigma_{c,min}$ es la tensión mínima de compresión en la misma fibra en la que se produce $\sigma_{c,max}$. Si $\sigma_{c,min}$ es una tensión de tracción se tomará $\sigma_{c,min} = 0$.

(3) La expresión (6.77) se aplica también a las bielas de compresión de los elementos sometidos a cortante. En este caso, la resistencia del hormigón $f_{cd,fat}$ deberá reducirse mediante el coeficiente reductor de la resistencia (véase el apartado 6.2.2(6)).

(4) Para elementos que no requieren armadura de cortante de cálculo para el Estado Límite Último, se puede suponer que el hormigón es resistente a la fatiga debid0 a los efectos del cortante, si se cumple:

- Para $\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \geq 0$:

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0{,}5 + 0{,}45\frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \qquad \begin{matrix} \leq 0{,}9 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \\ \leq 0{,}8 \text{ para } f_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2. \end{matrix} \qquad (6.78)$$

- Para $\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} < 0$:

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0{,}5\frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \qquad (6.79)$$

donde:

$V_{Ed,max}$ es el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo aplicado bajo la combinación frecuente de cargas

$V_{Ed,min}$ es el valor de cálculo del esfuerzo cortante mínimo aplicado bajo la combinación frecuente de cargas, en la sección en la que se produce $V_{Ed,max}$

$V_{Rd,c}$ es el valor de cálculo de la resistencia a cortante de acuerdo con la expresión (6.2.a).

7 Estados Límite de Servicio (ELS)

7.1 Generalidades

(1) Este apartado se centra en los Estados Límites de Servicio más comunes:

- Limitación de tensiones (véase el apartado 7.2).
- Control de la fisuración (véase el apartado 7.3).

- Control de las deformaciones (véase el apartado 7.4).

Otros estados límite (como el de vibración) pueden ser importantes en determinadas estructuras, pero no se tratan en este anejo.

(2) En el cálculo de tensiones y deformaciones se supone que las secciones no están fisuradas siempre que la tensión de flexotracción no supere $f_{ct,eff}$. El valor de $f_{ct,eff}$ puede tomarse como f_{ctm} o $f_{ctm,fl}$ siempre que el cálculo de la armadura mínima de tracción se base en ese mismo valor. Para el cálculo de la abertura de fisura y la rigidez a tracción, se deberá emplear f_{ctm}.

7.2 Limitación de tensiones

(1) Se limitará la tensión de compresión en el hormigón para evitar la fisuración longitudinal, la microfisuración o altos niveles de fluencia, que podrían producir efectos inadmisibles para la funcionalidad de la estructura.

(2) La fisuración longitudinal puede aparecer si el nivel de tensiones bajo la combinación característica de cargas supera un valor crítico. Esta fisuración puede dar lugar a una reducción de la durabilidad. En ausencia de otras medidas, como aumentar el recubrimiento de la armadura de compresión o el confinamiento del hormigón mediante armaduras transversales, puede ser apropiado limitar la tensión de compresión a un valor $k_1 f_{ck}$ en las zonas expuestas a clases de exposición XD, XF y XS (véase la tabla 27.1.a de este Código Estructural). El valor de k_1 a utilizar será $k_1 = 0{,}6$.

(3) Si la tensión en el hormigón bajo cargas cuasi-permanentes es menor que $k_2 f_{ck}$, se puede suponer una fluencia lineal. Si la tensión supera ese valor, se debe considerar una fluencia no lineal (véase el apartado 3.1.4). El valor de k_2 a utilizar será $k_2 = 0{,}45$.

(4) Se limitarán las tensiones de tracción en la armadura para evitar deformaciones anelásticas, así como niveles de fisuración y deformación inadmisibles.

(5) Si bajo la combinación característica de cargas la tensión de tracción en la armadura no supera el valor de $k_3 f_{yk}$ puede suponerse que es posible evitar una fisuración y deformación inadmisibles. En el caso de que la tensión se produzca por una deformación impuesta su valor no deberá superar $k_4 f_{yk}$. El valor medio de las tensiones en las armaduras de pretensado no superará el valor $k_5 f_{pk}$. Los valores de k_3, k_4 y k_5 a utilizar son $0{,}8$, 1 y $0{,}75$ respectivamente.

7.3 Control de la fisuración

7.3.1 Consideraciones generales

(1) La fisuración debe limitarse de manera que no perjudique la propia funcionalidad o durabilidad de la estructura o produzca una apariencia inaceptable.

(2) La fisuración es normal en las estructuras de hormigón armado sometidas a flexión, cortante, torsión o tracción resultantes de la carga directa, deformaciones impuestas o coacciones.

(3) Las fisuras pueden aparecer por otras causas como la retracción plástica o las reacciones químicas expansivas en el hormigón endurecido. Estas fisuras pueden alcanzar tamaños inadmisibles, pero su prevención y control se encuentran fuera del ámbito de esta sección.

(4) Se puede admitir que se formen las fisuras sin intentar controlar su abertura, siempre que no se perjudique al funcionamiento de la estructura.

(5) Se debe definir un valor límite para la abertura de fisura calculado (w_{max}), teniendo en cuenta la naturaleza y el funcionamiento de la estructura, así como el coste de limitar la fisuración.

Los valores de w_{max} a utilizar para las distintas clases de exposición se indican en la tabla 27.2 del apartado 27.2 de este Código Estructural.

Tabla 27.2 Abertura máxima de la fisura

Clase de exposición	$w_{max}\ (mm)$	
	Hormigón armado (para la combinación cuasi-permanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
X0[2], XC1[2]	0,4	0,2
XC2, XC3, XF1, XF3,XC4	0,3	0,2 [1]
XS1, XS2, XD1, XD2, XD3, XF2, XF4, XA1[3]	0,2	Descompresión
XS3, XA2[3], XA3[3]	0,1	

[1] Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasi-permanente de acciones,

[2] Para las clases de exposición X0 y XC1, la abertura de fisura no influye normalmente en la durabilidad. Los valores recogidos en la tabla para estos casos se establecen para garantizar un aspecto aceptable,

[3] La limitación relativa a las clases XA1, XA2 y XA3 solo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura.

En ausencia de exigencias más específicas (por ejemplo, la impermeabilidad frente al agua), se puede suponer que será apropiada la limitación de la abertura de fisura a los valores de w_{max}, establecidos en la tabla 27.2, en lo que se refiere al aspecto y la durabilidad en los elementos de hormigón armado de las edificaciones, bajo la combinación cuasi-permanente de cargas.

La durabilidad de los elementos pretensados puede verse afectada por la fisuración de forma crítica. En ausencia de requisitos más detallados, se puede asumir que la limitación de la abertura de fisura calculada a los valores de w_{max}, establecidos en la tabla 27.2, será admisible para elementos de hormigón pretensado bajo la combinación frecuente de cargas. El límite de descompresión requiere que todas las partes de las armaduras activas adherentes o las vainas sean introducidas al menos $25\ mm$ en el hormigón sometido a compresión.

(6) Para los elementos que únicamente tienen armadura activa no adherente, se aplicarán los mismos requisitos que para los elementos de hormigón armado. Para los elementos con una combinación de armadura activa adherente y no adherente, se aplicarán los mismos requisitos que para elementos de hormigón armado con armadura activa adherente.

(7) Es necesario tomar medidas especiales para los elementos sometidos a una clase de exposición XD3. La elección de las medidas apropiadas dependerá de la naturaleza del agente agresivo en cuestión.

(8) En el caso de utilizar modelos de bielas y tirantes con las bielas orientadas siguiendo las trayectorias de las tensiones de compresión en el estado no fisurado, es posible utilizar los esfuerzos en los tirantes para obtener las tensiones del acero y estimar asíla abertura de fisura (véase 5.6.4(2)).

(9) La abertura de fisura puede calcularse de acuerdo con el apartado 7.3.4. Una alternativa simplificada consiste en limitar el diámetro o la separación de las barras como se indica en el apartado 7.3.3.

7.3.2 Áreas mínimas de armadura

(1) Si es necesario controlar la fisuración deberá disponerse de una cantidad mínima de armadura adherente en las zonas sometidas a tracción. Esta cantidad puede estimarse a partir del equilibrio entre el esfuerzo de tracción del hormigón justo antes de fisurarse y el esfuerzo de tracción en la armadura sometida al límite elástico, o a una tensión menor, en el caso de que sea necesario limitar la abertura de fisura.

(2) Sin un cálculo más riguroso que demuestre que sea adecuada la utilización de una sección inferior, el área mínima de armadura se puede calcular como se indica a continuación. En secciones como vigas en T y vigas cajón, la armadura mínima debe determinarse para cada parte de la sección por separado (almas, alas).

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c\, k\, f_{ct,eff}\, A_{ct} \qquad (7.1)$$

donde:

$A_{s,min}$ es el área mínima de armadura pasiva en la zona traccionada

A_{ct} es el área de hormigón en la zona traccionada. Esta zona es la parte de la sección calculada para estar traccionada justo antes de que se forme la primera fisura

σ_s es el valor absoluto de la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de que se produzca la fisura. Puede tomarse igual al límite elástico de la armadura f_{yk}. Sin embargo, puede necesitarse un valor inferior que satisfaga los límites de la abertura de fisura, en función del diámetro máximo de las barras o de la separación máxima entre las mismas (véase el apartado 7.3.3(2))

$f_{ct,eff}$ es el valor medio de la resistencia a tracción del hormigón en el momento en el que se supone que aparecerán las primeras fisuras: $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ o menor, $f_{ctm}(t)$, si se espera la fisuración antes de 28 días

k es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de las tensiones no uniformes autoequilibradas, conduciendo a una reducción de los esfuerzos de coacción:

$= 1{,}0$ para almas con $h \leq 300\ mm$ o alas con anchos inferiores a $300\ mm$

$= 0{,}65$ para almas con $h \geq 800\ mm$ o alas con anchos superiores a $800\ mm$

se puede interpolar para obtener valores intermedios

k_c es un coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones en la sección, inmediatamente después de la fisuración y de la modificación del brazo mecánico:

para tracción pura $k_c = 1$,

para flexión pura y compuesta:

- para secciones rectangulares y almas de secciones cajón y secciones en T:

$$k_c = 0{,}4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1(h/h^*)f_{ct,eff}}\right] \leq 1 \qquad (7.2)$$

- para alas de secciones cajón y secciones en T:

$$k_c = 0{,}9 \cdot \left[\frac{F_{cr}}{A_{ct}f_{ct,eff}}\right] \geq 0{,}5 \qquad (7.3)$$

donde:

σ_c es la tensión media del hormigón que actúa en la parte de la sección considerada

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \qquad (7.4)$$

N_{Ed} es el esfuerzo axil en Estado Límite de Servicio en la parte de la sección considerada (esfuerzo de compresión tomado como positivo). N_{Ed} deberá determinarse considerando los valores característicos de los esfuerzos axiles y de pretensado bajo la combinación de cargas correspondiente

h^* $h^* = h$ para $h < 1{,}0\ m$

$h^* = 1{,}0\ m$ para $h \geq 1{,}0\ m$

k_1 es un coeficiente que tiene en cuenta los efectos de los esfuerzos axiles sobre la distribución de tensiones:

$k_1 = 1{,}5$ si N_{Ed} es un esfuerzo de compresión

$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$ si N_{Ed} es un esfuerzo de tracción

F_{cr} es el valor absoluto de la fuerza de tracción en el ala inmediatamente antes de producirse la primera fisura, debida al momento de fisuración calculado con $f_{ct,eff}$.

(3) Se puede suponer que la armadura activa adherente en la zona de tracción contribuye al control de la fisuración en una distancia inferior a $150\ mm$ desde el centro de la armadura activa. Se puede tener en cuenta sumando el término $\xi_1 A_{p'} \Delta\sigma_p$ a la expresión (7.1) donde:

$A_{p'}$ es el área de armadura activa postesa o pretesa en $A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$ es el área eficaz del hormigón traccionado que rodea la armadura pasiva y activa con un canto $h_{c,ef}$, donde $h_{c,ef}$ es el mínimo de $2{,}5(h-d)$, $(h-x)/3$ ó $h/2$ (véase la figura A19.7.1)

ξ_1 es el coeficiente de ajuste de la capacidad adherente, teniendo en cuenta los diferentes diámetros de la armadura activa y pasiva:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} \qquad (7.5)$$

ξ es el cociente entre la capacidad adherente de la armadura activa y pasiva, de acuerdo con la tabla A19.6.2 del apartado 6.8.2

ϕ_s es el mayor diámetro de las barras de la armadura pasiva

ϕ_p es el diámetro equivalente de la armadura activa de acuerdo con el apartado 6.8.2.

Si únicamente se emplea armadura activa para el control de fisuración, $\xi_1 = \sqrt{\xi}$

$\Delta\sigma_p$ es la variación de tensiones en las armaduras activas a partir del estado de deformación cero del hormigón situado en el mismo nivel.

(4) En elementos pretensados no se requiere una armadura mínima en secciones donde, bajo la combinación característica de carga y el valor característico del pretensado, el hormigón se encuentre comprimido o el valor absoluto de la tensión de tracción en el hormigón sea inferior a $\sigma_{ct,p} = f_{ct,eff}$, establecido en el apartado 7.3.2(2).

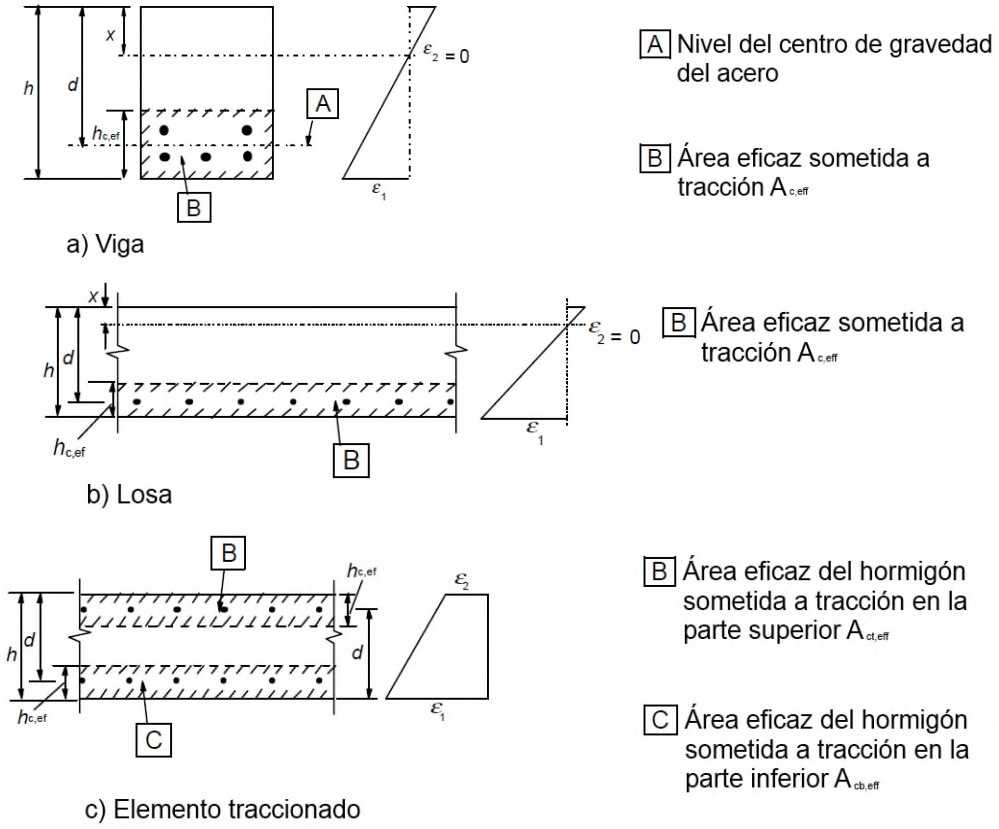


Figura A19.7.1 Área eficaz sometida a tracción (casos tipo)

7.3.3 Control de la fisuración sin cálculo directo

(1) En el caso de losas de hormigón armado y pretensado en edificación sometidas a flexión sin esfuerzos axiles de tracción significativos, no necesitan medidas específicas para el control de la fisuración si el canto total no supera los $200\ mm$ y se aplican las disposiciones del apartado 9.3.

(2) Como simplificación, las reglas establecidas en el apartado 7.3.4 pueden presentarse en forma de tabla, limitando el diámetro o la separación de las armaduras.

NOTA: En el caso de disponer la armadura mínima establecida en el apartado 7.3.2, no es probable que la abertura de fisura sea excesiva si:

- Para fisuras debidas fundamentalmente a coacciones no se superan los diámetros de las barras indicados en la tabla A19.7.2 cuando la tensión del acero sea el valor obtenido inmediatamente después de la fisuración (es decir, σ_s en la expresión (7.1)).
- Para fisuras debidas fundamentalmente a cargas, se satisfacen los requisidos de la tabla A19.7.2 o de la tabla A19.7.3. La tensión del acero deberá calcularse suponiendo que la sección está fisurada, bajo la combinación de cargas correspondiente.

Para hormigón con armadura pretesa, en el que se controle la fisuración fundamentalmente mediante armadura activa adherente, se pueden utilizar las tablas A19.7.2 y A19.7.3 con una tensión igual al total de las tensiones menos la tensión del pretensado. Para hormigón con armadura postesa en el que se controle la fisuración fundamentalmente con armadura pasiva, las tablas podrán utilizarse con la tensión en esta armadura, pero calculada incluyendo el efecto de las fuerzas del pretensado.

Tabla A19.7.2 Diámetro máximo de las barras ϕ_s^* para el control de la fisuación[1]

Tensión del acero[2] [N/mm^2]	Diámetro máximo de la barra [mm]		
	$w_k = 0{,}4\ mm$	$w_k = 0{,}3\ mm$	$w_k = 0{,}2\ mm$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

NOTA 1: Los valores de la tabla están basados en las siguientes condiciones:

$c = 25\ mm$; $f_{ct,eff} = 2{,}9\ N/mm^2$; $h_{cr} = 0{,}5\text{h}$; $(h - d) = 0{,}1h$; $k_1 = 0{,}8$; $k_2 = 0{,}5$; $k_c = 0{,}4$; $k = 1{,}0$; $k_t = 0{,}4$ y $k_4 = 1{,}0$.

NOTA 2: Bajo la correspondiente combinación de acciones.

Tabla A19.7.3 Separación máxima de las barras para el control de la fisuración[1]

Tensión del acero[2] [N/mm^2]	Diámetro máximo de la barra [mm]		
	$w_k = 0{,}4\ mm$	$w_k = 0{,}3\ mm$	$w_k = 0{,}2\ mm$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

* Para las notas véase la tabla A19.7.2

El diámetro máximo de la barra debe modificarse con el siguiente criterio:

- Flexión (al menos una parte de la sección está comprimida):

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff}/2{,}9) \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} \qquad (7.6N)$$

- Tracción (Tracción simple):

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff}/2{,}9) \frac{h_{cr}}{8(h-d)} \qquad (7.7N)$$

donde:

ϕ_s es el diámetro máximo modificado de la barra

ϕ_s^* es el diámetro máximo de la barra indicado en la tabla A19.7.2

h es el canto total de la sección

h_{cr} es el canto de la zona de tracción en el momento anterior a la fisuración, considerando los valores característicos del pretensado y los esfuerzos axiles, bajo la combinación cuasi-permanente de acciones

d es la profundidad efectiva del centro de gravedad de la capa exterior de la armadura.

En el caso de que toda la sección esté traccionada, $h - d$ será la mínima distancia desde el centro de gravedad de la capa de armadura al paramento de hormigón (si las barras no son simétricas, se considerarán ambos paramentos).

(3) En las vigas con un canto total mayor o igual a $1000\,mm$, en las que la armadura principal se concentra en una pequeña parte del canto, se debe disponer una armadura de piel adicional para controlar la fisuración en las caras de la viga. Esta armadura debe distribuirse de forma uniforme entre el nivel del acero en tracción y la fibra neutra, siempre dentro de los cercos. El área de la armadura de piel no debe ser inferior a la cuantía obtenida en el apartado 7.3.2(2), tomando $k = 0{,}5$ y σ_s=f_{yk}. La separación y el diámetro de las barras se puede obtener del apartado 7.3.4, o empleando la simplificación de suponer tracción pura y una tensión del acero igual a la mitad del valor asignado para la armadura principal de tracción.

(4) Debe tenerse en cuenta la existencia de riesgos de aparición de grandes fisuras en aquellas secciones en las que haya cambios bruscos de tensión, como por ejemplo:

- en cambios de sección,
- en las zonas cercanas a cargas concentradas,
- en las zonas en las que se han reducido las barras,
- en zonas de tensión de adherencia elevada, particularmente en los extremos de los solapes.

Se debe procurar, siempre que sea posible, minimizar los cambios de tensión en estas secciones. Las reglas para el control de la fisuración establecidas anteriormente aseguran un control adecuado en dichas zonas, siempre que se apliquen las reglas para la definición de los detalles de armadp indicadas en los apartados 8 y 9.

(5) Se puede suponer que la fisuración debida a los efectos de las acciones tangenciales puede controlarse de forma adecuada si se cumplen las reglas para la definición de los detalles de proyecto establecidas en los apartados 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2 y 9.4.3.

7.3.4 Cálculo de la abertura de fisura

(1) La abertura de fisura, w_k, puede calcularse mediante la expresión (7.8):

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \qquad (7.8)$$

donde:

$s_{r,max}$ es la separación máxima entre fisuras

ε_{sm} es la deformación media en la armadura bajo la correspondiente combinación de cargas, incluyendo el efecto de las deformaciones impuestas y teniendo en cuenta los efectos de la rigidez a tracción. Únicamente se considera la deformación adicional producida respecto al estado de deformación cero en el hormigón situado al mismo nivel

ε_{cm} es la deformación media en el hormigón entre las fisuras.

(2) $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}\left(1+\alpha_e \rho_{p,eff}\right)}{E_s} \geq 0{,}6\frac{\sigma_s}{E_s} \qquad (7.9)$$

donde:

σ_s es la tensión en la armadura de tracción suponiendo que la sección está fisurada. En el caso de hormigón pretensado, σ_s puede sustituirse por $\Delta\sigma_p$, que será la variación de tensiones en las armaduras activas a partir del estado de deformación cero en el hormigón situado al mismo nivel

α_e es el cociente E_s/E_{cm}

$$\rho_{p,eff} = \left(A_s + \xi_1 A'_p\right)/A_{c,eff} \qquad (7.10)$$

A'_p y $A_{c,eff}$ se definen en el apartado 7.3.2 (3)

ξ_1 de acuerdo con la expresión (7.5)

k_t es un coeficiente que depende de la duración de la carga:

$k_t = 0{,}6$ para cargas de poca duración

$k_t = 0{,}4$ para cargas de mucha duración.

(3) En las situaciones en las que se dispongan armaduras adherentes, cuyos centros están muy cercanos en la zona traccionada (separación $\leq 5(c + \phi/2)$, la separación final máxima entre fisuras puede calcularse mediante la expresión (7.11) (véase la figura A19.7.2):

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \, \phi/\rho_{p,eff} \qquad (7.11)$$

donde:

ϕ es el diámetro de las barras. En el caso de existir varios diámetros en una sección, se empleará un diámetro equivalente ϕ_{eq}. Para una sección con n_1 barras de diámetro ϕ_1 y n_2 barras de diámetro ϕ_2, se deberá emplear la siguiente expresión:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 {\phi_1}^2 + n_2 {\phi_2}^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \qquad (7.12)$$

c es el recubrimiento de la armadura longitudinal

k_1 es un coeficiente que tiene en cuenta las propiedades adherentes de la armadura:

$k_1 = 0{,}8$ para barras de adherencia elevada

$k_1 = 1{,}6$ para barras con superficie eficaz lisa (por ejemplo, las armaduras de pretensado)

k_2 es un coeficiente que tiene en cuenta la distribución de deformaciones:

$k_2 = 0{,}5$ para flexión

$k_2 = 1{,}0$ para tracción pura.

Para casos de tracción excéntrica o para zonas localizadas, se podrán utilizar los valores intermedios de k_2, obtenidos mediante la siguiente expresión:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/(2\varepsilon_1) \qquad (7.13)$$

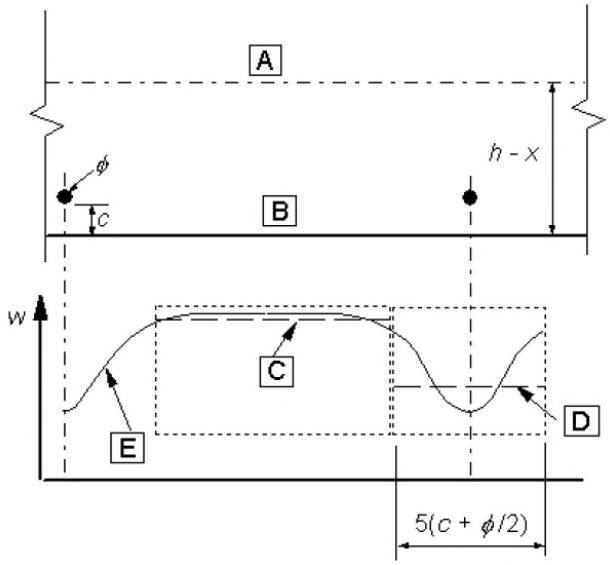
donde ε_1 es la mayor deformación y ε_2 la menor deformación de tracción en las fibras extremas de la sección considerada, partiendo de la base de que la sección está fisurada

$k_3 = 3{,}4$

$k_4 = 0{,}425$.

En el caso de que la separación de la armadura adherente supere el valor $5(c + \phi/2)$ (véase la figura A19.7.2), o si no existe armadura adherente en la zona traccionada, se podrá disponer un límite superior para la abertura de fisura, suponiendo una separación máxima de:

$$s_{r,max} = 1{,}3(h - x) \qquad (7.14)$$



A - Fibra neutra

B - Superficie de hormigón traccionada

C - Separación de fisuras establecida mediante la Expresión (7.14)

D - Separación de fisuras establecida mediante la Expresión (7.11)

E - Ancho de fisura real

Figura A19.7.2 Abertura de fisura, $\boldsymbol{w}$, en la superficie del hormigón, en función de la distancia a las armaduras

(4) Si en elementos armados en dos direcciones ortogonales el ángulo entre los ejes de las tensiones principales y la dirección de la armadura es significativo ($> 15°$), la separación entre fisuras $s_{r,max}$ se calculará mediante la siguiente expresión:

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos\theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\operatorname{sen}\theta}{s_{r,max,z}}} \qquad (7.15)$$

donde:

θ es el ángulo entre la armadura en la dirección y y la dirección de la tensión de tracción principal

$s_{r,max,y}$ y $s_{r,max,z}$ es la separación entre fisuras calculada en la dirección y y la dirección z respectivamente, de acuerdo con el apartado 7.3.4 (3).

(5) Para muros sometidos a retracción térmica a edad temprana, en los que el área horizontal de acero A_s no cumpla los requisitos establecidos en el apartado 7.3.2 y en los que el pie del muro esté coaccionado por una base previamente ejecutada, $s_{r,max}$ podrá suponerse igual a $1{,}3$ veces la altura del muro.

NOTA: En el caso de utilizar métodos simplificados para el cálculo de la abertura de fisura, estos deberán basarse en las propiedades establecidas en este anejo, o bien justificarse mediante ensayos.

7.4 Control de deformaciones

7.4.1 Consideraciones generales

(1) La deformación de un elemento o estructura no deberá ser perjudicial para su funcionalidad y aspecto.

(2) Deben establecerse valores límite apropiados para la deformación, teniendo en cuenta la naturaleza de la estructura, los acabados, los tabiques y otros elementos estructurales, así como su función principal.

(3) Las deformaciones deben limitarse a valores compatibles con las deformaciones del resto de los elementos ligados a la estructura, como los tabiques, acristalamientos, revestimientos, servicios y

acabados. En algunos casos, la limitación puede ser necesaria para asegurar la propia funcionalidad de la maquinaria o equipos soportados por la estructura, o para evitar el embalsamiento de aguas en cubiertas planas.

NOTA: Las deformaciones límite establecidas en los puntos (4) y (5) provienen de la norma ISO 4356 y, en general, aseguran un comportamiento correcto en edificios de viviendas, oficinas, edificios públicos o fábricas. Se debe comprobar que los límites sean los apropiados para la estructura considerada y que no existen requisitos especiales. La norma ISO 4356 contiene más información sobre deformaciones y valores límite.

(4) La apariencia y funcionalidad general de la estructura pueden verse afectadas en el caso de que la flecha de una viga, losa o voladizo, bajo una combinación cuasi-permanente de cargas, supere el valor $longitud\ del\ vano/250$. La flecha será evaluada en relación a los apoyos. Se puede utilizar una contra flecha para compensar una parte o la totalidad de la deformación pero su valor no podrá exceder de $longitud\ del\ vano/250$.

(5) Se deben limitar las deformaciones que pudieran dañar las partes adyacentes de la estructura. Las deformaciones diferidas para la combinación cuasi-permanente de cargas no debe superar, en general, el valor de $longitud\ del\ vano/500$. Pueden considerarse otros límites, dependiendo de la sensibilidad de los elementos adyacentes.

(6) El estado límite de deformaciones puede comprobarse:

- limitando la relación luz-canto, de acuerdo con el apartado 7.4.2 o
- comparando una deformación calculada, de acuerdo con el apartado 7.4.3, con un valor límite.

NOTA: Las deformaciones reales pueden ser diferentes de los valores estimados, particularmente si los valores de los momentos aplicados se encuentran próximos al momento de fisuración. Las diferencias dependerán de la dispersión de las propiedades del material, de las condiciones ambientales, de la historia de cargas, de las coacciones en los apoyos, de las condiciones del suelo, etc.

7.4.2 Casos en lo que se pueden omitir los cálculos

(1) Generalmente, no es necesario calcular las deformaciones de forma explícita, pudiéndose utilizar reglas simplificadas, como por ejemplo la limitación de la relación luz-canto, para evitar problemas de deformaciones en circunstancias normales. Será necesario realizar comprobaciones más rigurosas en el caso de elementos que se encuentran fuera de estos límites o en aquellos otros en los que sean adecuados otros límites de deformación distintos a los implícitos en los métodos simplificados.

(2) Siempre que las vigas y losas de hormigón armado en edificación se dimensionen de manera que cumplan con la limitación luz-canto establecida en este apartado, se puede considerar que las deformaciones no van a superar los límites establecidos en el apartado 7.4.1(4) y (5). Los límites de la relación luz-canto pueden estimarse utilizando las expresiones (7.16.a) y (7.16.b), multiplicándolas por los coeficientes de corrección que tienen en cuenta el tipo de armadura y otras variables. No se han tenido en cuenta las contraflechas en la obtención de las siguientes expresiones:

$$\frac{l}{d} = K\left[11 + 1{,}5\sqrt{f_{ck}}\frac{\rho_0}{\rho} + 3{,}2\sqrt{f_{ck}}\left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{3/2}\right] \quad \text{si } \rho \le \rho_0 \qquad (7.16.a)$$

$$\frac{l}{d} = K\left[11 + 1{,}5\sqrt{f_{ck}}\frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}}\sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}}\right] \quad \text{si } \rho > \rho_0 \qquad (7.16.b)$$

donde:

$\frac{l}{d}$	es la relación luz-canto
K	es el coeficiente que tiene en cuenta los diferentes sistemas estructurales, ver tabla A19.7.4
ρ_0	es la cuantía geométrica de referencia de valor $10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$

ρ es la cuantía geométrica de la armadura de tracción en el centro de vano necesaria para resistir las acciones de cálculo (en voladizos se utiliza la sección de arranque)

ρ' es la cuantía geométrica de la armadura de compresión en el centro de vano necesaria para resistir las acciones de cálculo (en voladizos se utiliza la sección de arranque)

f_{ck} está en N/mm^2.

Las expresiones (7.16.a) y (7.16.b) se han obtenido suponiendo una tensión en el acero de 310 *N/mm²* (se corresponde aproximadamente con $f_{yk} = 500$ *N/mm²*), bajo la carga de cálculo apropiada en Estado Límite de Servicio y con la sección fisurada en el centro de vano de la viga o losa, o en la sección de arranque en los voladizos.

En el caso de utilizar niveles de tensión diferentes, los valores obtenidos utilizando la expresión (7.16) deberán multiplicarse por $310/\sigma_S$. Normalmente se estará del lado de la seguridad al suponer que:

$$310/\sigma_S = 500/(f_{yk}A_{s,req}/A_{s,prov}) \qquad (7.17)$$

donde:

σ_S es la tensión de tracción del acero en el centro de vano (en voladizos se utiliza la sección de arranque), bajo la carga de cálculo en Estado Límite de Servicio

$A_{s,prov}$ es el área del acero dispuesta en esta sección

$A_{s,req}$ es el área del acero necesaria en esta sección para el Estado Límite Último.

Para secciones en T o en cajón en las que la relación entre el ancho del ala y el ancho del alma sea superior a 3, los valores de l/d establecidos en la expresión (7.16) deberán multiplicarse por $0{,}8$.

Para vigas y losas, distintas de las losas planas, con luces mayores de 7 metros, que soporten tabiques susceptibles de ser dañados por deformaciones excesivas, los valores de l/d indicados en la expresión (7.16) deberán multiplicarse por $7/l_{eff}$ (con l_{eff} en metros, véase el apartado 5.3.2.2(1)).

Para losas planas en las que la luz mayor supera los $8{,}5\ m$, que soporten tabiques susceptibles de ser dañados por deformaciones excesivas, los valores de l/d indicados en la expresión (7.16) deberán multiplicarse por $8.5/l_{eff}$ (con l_{eff} en metros).

Los valores K para su utilización se establecen en la tabla A19.7.4.

Tabla A19.7.4 Relación luz/canto útil para elementos de hormigón armado sin esfuerzo axil de compresión.

Sistema estructural	K	Hormigón sometido a tensión elevada $\rho = 1{,}5\%$	Hormigón sometido a baja tensión $\rho = 0{,}5\%$
Viga simplemente apoyada; losa unidireccional o bidireccional simplemente apoyada	1,0	14	20
Extremo del vano de una viga continua, losa unidireccional continua o losa bidireccional continua en una dirección	1,3	18	26

Vano interior de viga, losa unidireccional o losa bidireccional	1,5	20	30
Losa apoyada en pilares sin vigas (losa plana) (para grandes longitudes)	1,2	17	24
Voladizo	0,4	6	8

NOTA 1: Los valores indicados se han seleccionado para quedar, en general, del lado de la seguridad. Por ello, el cálculo puede indicar la posibilidad de utilizar elementos más esbeltos.

NOTA 2: Para losas bidireccionales, la comprobación deberá llevarse a cabo partiendo de la luz más pequeña. Para losas planas, se deberá tomar la mayor luz.

NOTA 3: Los límites indicados para losas planas corresponden a un límite menos severo que el establecido para la flecha obtenida en el centro del vano luz/250. La experiencia ha demostrado que esto resulta satisfactorio.

Los valores indicados en la expresión (7.16) y en la tabla A19.7.4 proceden de los resultados de un estudio paramétrico realizado para una serie de vigas o losas simplemente apoyadas con sección rectangular, utilizando el planteamiento general del apartado 7.4.3. Se consideraron diferentes resistencias del hormigón y un límite elástico característico de 500 N/mm^2. Se calculó el momento último para el área de armadura de tracción considerada y la combinación cuasi-permanente de cargas se supuso igual al 50% de la carga total de cálculo correspondiente. Los límites luz/canto así obtenidos satisfacen la limitación de deformación indicada en el apartado 7.4.1 (5).

7.4.3 Comprobación de las deformaciones mediante el cálculo

(1) En el caso de que se considere necesario, las deformaciones deberán calcularse bajo condiciones de carga apropiadas para el propósito de la comprobación.

(2) El método de cálculo deberá representar el comportamiento real de la estructura bajo las acciones correspondientes con una precisión adecuada para los objetivos del cálculo.

(3) Los elementos que se considere que no van a recibir cargas que puedan rebasar la resistencia a tracción del hormigón se considerarán no fisurados. Aquellos otros que puedan fisurarse pero no de manera completa se considerarán en un estado intermedio entre no fisurado y totalmente fisurado, y en los elementos sometidos parcialmente a flexión su comportamiento puede estimarse a través de la expresión (7.18):

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta)\alpha_I \qquad (7.18)$$

donde:

α es el parámetro de deformación considerado que puede ser, por ejemplo, una deformación, una curvatura o un giro (Como simplificación, α puede tomarse como una flecha, véase apartado (6))

α_I y α_{II} son, respectivamente, los valores del parámetro calculados para una sección no fisurada y para una completamente fisurada

ζ es un coeficiente de distribución (tiene en cuenta la participación del hormigón traccionado en la sección) y y que se obtiene de la expresión (7.19):

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \qquad (7.19)$$

$\zeta = 0$ para secciones no fisuradas

β es un coeficiente que tiene en cuenta la influencia de la duración de la carga o de la repetición de una carga sobre la deformación media

$= 1{,}0$ en el caso de una carga única de corta duración

$= 0{,}5$ en el caso de una carga prolongada o de un gran número de ciclos de carga

σ_s es la tensión en la armadura de tracción calculada considerando la sección como fisurada

σ_{sr} es la tensión en la armadura de tracción calculada considerando la sección fisurada, bajo las condiciones de carga que producen la primera fisura.

NOTA: σ_{sr}/σ_s puede cambiarse por M_{cr}/M para flexión o N_{cr}/N para tracción pura, donde M_{cr} es el momento de fisuración y N_{cr} es el esfuerzo axil de fisuración.

(4) Las deformaciones debidas a la carga pueden evaluarse utilizando la resistencia a tracción y el módulo de elasticidad efectivo del hormigón (véase (5)).

La tabla A19.3.1 indica el intervalo de valores probables para la resistencia a tracción. Como regla general, la mejor estimación del comportamiento se obtendrá si se utiliza f_{ctm}. En el caso de que pueda demostrarse que no existen tensiones de tracción por esfuerzos axiles (por ejemplo causadas por la retracción o los efectos térmicos), se podrá utilizar la resistencia a tracción por flexión $f_{ctm,fl}$ (véase el apartado 3.1.8).

(5) En el caso de cargas con una duración suficiente como para dar lugar a la aparición del fenómeno de fluencia, la deformación total, incluida la de fluencia, puede calcularse utilizando de un módulo de elasticidad efectivo del hormigón, de acuerdo con la expresión (7.20):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(\infty,t_0)} \qquad (7.20)$$

donde:

$\varphi(\infty, t_0)$ es el coeficiente de fluencia para la carga y el intervalo de tiempo considerados (véase el apartado 3.1.4).

(6) La curvatura debida a la retracción puede evaluarse utilizando la expresión (7.21):

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs}\alpha_e \frac{S}{I} \qquad (7.21)$$

donde:

$\frac{1}{r_{cs}}$ es la curvatura debida a la retracción

ε_{cs} es la deformación libre de retracción (véase el apartado 3.1.4)

S es el momento estático de la sección de armadura respecto al centro de gravedad de la sección

I es el momento de inercia de la sección

α_e es el coeficiente de homogeneización efectivo, $\alpha_e = E_s/E_{c,eff}$.

S e I deberán calcularse para la sección no fisurada y para la sección completamente fisurada. La estimación de la curvatura final se realizará mediante la expresión (7.18).

(7) El método más riguroso para la evaluación de las flechas, utilizando el método establecido en el punto (3), consiste en calcular la curvatura en un gran número de secciones a lo largo de la estructura para, posteriormente, calcular la deformación por integración numérica. En la mayoría de los casos, se acepta la realización del cálculo de la deformación dos veces, el primero suponiendo el elemento sin

fisurar y el segundo suponiendo el elemento completamente fisurado, para posteriormente interpolar utilizando la expresión (7.18).

NOTA: En el caso de utilizar métodos simplificados para el cálculo de las deformaciones, deberán basarse en las propiedades establecidas en este anejo, además de estar justificados mediante ensayos.

8 Detalles de armado para armaduras pasivas y activas. Generalidades

8.1 Generalidades

(1) Las reglas establecidas en este apartado se aplican armaduras pasivas (barras corrugadas, mallas electrosoldadas) y armaduras activas sometidas principalmente a cargas estáticas. Son aplicables a edificios y puentes convencionales, pero pueden no ser suficientes para:

- elementos sometidos a cargas dinámicas de origen sísmico, vibración de máquinas o cargas de impacto,
- elementos que incorporan armaduras con recubrimientos especiales de pinturas, epoxi o galvanizados.

Se incluyen reglas adicionales para barras de gran diámetro.

(2) Deben cumplirse los requisitos de recubrimiento mínimo de hormigón (véase apartado 43.4.1 de este Código Estructural).

(3) En el apartado 11 se incluyen reglas adicionales para el hormigón con áridos ligeros.

(4) Las reglas para las estructuras sometidas a cargas de fatiga se describen en el apartado 6.8.

8.2 Separación entre barras

(1) La separación entre barras deberá permitir el correcto vertido y compactación del hormigón y el desarrollo de una adherencia adecuada.

(2) La distancia libre (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no deberá ser inferior al mayor de los siguiente valores: k_1 veces el diámetro de la barra, $(d_g + k_2\ mm)$, o $20\ mm$, donde d_g es el tamaño máximo del árido, $k_1 = 1$ y $k_2 = 5\ mm$.

(3) En el caso de que las barras se dispongan en capas horizontales separadas, las barras de cada capa deberán colocarse en la misma vertical que las barras del resto de capas, de forma que exista espacio suficiente entre las columnas de barras resultantes para permitir el acceso de vibradores y la correcta compactación del hormigón.

(4) Se permitirá que las barras solapadas entren en contacto en la longitud de solape. Para más detalles véase el apartado 8.7.

8.3 Diámetros admisible de los mandriles para el doblado de barras

Se adoptará lo establecido en el apartado 49.3.4 de este Código Estructural, así como los criterios que se recogen a continuación.

(1) El diámetro mínimo para el doblado de una barra debe ser tal que evite la aparición de fisuras en la barra, así como la rotura del hormigón situado en el interior de la parte doblada de la barra.

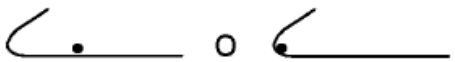
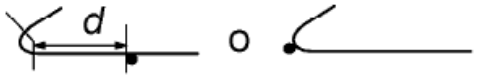
(2) Para evitar daños en la armadura, el diámetro de doblado de una barra (diámetro del mandril) no deberá ser inferior a $\phi_{m,min}$.Con carácter general, se adoptan los valores indicados en la tabla A19.8.1.

Tabla A19.8.1 Diámetros mínimos de doblado

Para barras y alambres

Diámetro de la barra, en mm	Diámetro mínimo para patillas, ganchos y ganchos en U
ø ≤ 16	4ø
ø > 16	7ø

para armadura soldada y mallazo soldado doblados después de la soldadura

Diámetro mínimo	
	
5ø	d ≥ 3ø 5ø d < 3ø o soldadura en la zona curva 20ø
NOTA: El tamaño del mandril para soldadura dentro de la zona curva se puede reducir a 5ø si la soldadura se realiza conforme a la norma UNE-EN ISO 17660	

(3) No será necesario comprobar el diámetro del mandril para evitar el fallo del hormigón si se cumplen las siguientes condiciones:

- El anclaje de la barra no requiere una longitud mayor que 5ϕ tras el final de la patilla, o bien la barra no está colocada en el borde (plano de la patilla próximo al paramento) y existe una barra transversal con un diámetro ≥ ϕ dentro de la patilla;
- El diámetro del mandril es mayor o igual a los valores establecidos en la tabla A19.8.1.

En otro caso, el diámetro del mandril $\phi_{m,min}$.deberá incrementarse de acuerdo con la expresión (8.1):

$$\phi_{m,min} \geq F_{bt}\left((1/a_b) + 1/(2\phi)\right)/f_{cd} \qquad (8.1)$$

donde:

F_{bt} es la fuerza de tracción procedente de las cargas últimas en una barra o grupos de barras en contacto, en el inicio de una patilla

a_b para una barra dada (o grupos de barras en contacto), es la mitad de la distancia entre los centros de las barras (o grupos de barras), de forma perpendicular al plano de la patilla. Para una barra o grupo de barras contiguas al paramento de un elemento, a_b puede tomarse igual al recubrimiento más $\phi/2$.

El valor de f_{cd} no deberá ser superior al valor correspondiente para un hormigón de f_{ck} = 55 N/mm^2.

8.4 Anclaje de la armadura longitudinal

8.4.1 Generalidades

(1) La armadura de barras, alambres o mallas se debe anclar de modo que las fuerzas de adherencia se transmitan de forma segura al hormigón, y se eviten las fisuras longitudinales y los desconchones. Si es necesario se debe disponer armadura transversal.

(2) Se muestran los métodos de anclaje en la figura 49.5.1.1.

(3) Las patillas y los ganchos no contribuyen a los anclajes en compresión.

(4) Se debe prevenir el fallo del hormigón en las patillas mediante el cumplimiento de 8.3(3).

(5) En el caso de utilizar dispositivos mecánicos, los requisitos de los ensayos deben estar de acuerdo con la norma del producto o con la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

(6) Para la transmisión de los esfuerzos de pretensado al hormigón véase el apartado 8.10.

8.4.2 Tensión última de adherencia

(1) La resistencia última de adherencia deberá ser suficiente para evitar el fallo por adherencia.

(2) El valor de cálculo de la tensión última de adherencia, f_{bd}, para barras corrugadas se puede tomar como:

$$f_{bd} = 2{,}25\,\eta_1\eta_2 f_{ctd} \qquad (8.2)$$

donde:

f_{ctd} es el valor de cálculo de la resistencia a tracción del hormigón de acuerdo con 3.1.6(2). Debido al aumento de la fragilidad del hormigón conforme aumenta su resistencia, $f_{ctk,0,05}$ deberá limitarse al valor correspondiente a un hormigón de f_{ck} = 60 N/mm^2, a menos que se pueda comprobar que la resistencia de adherencia media aumenta por encima de este límite

η_1 es un coeficiente relacionado con las condiciones de adherencia y la posición de la barra durante el hormigonado (véase la figura A19.8.2):

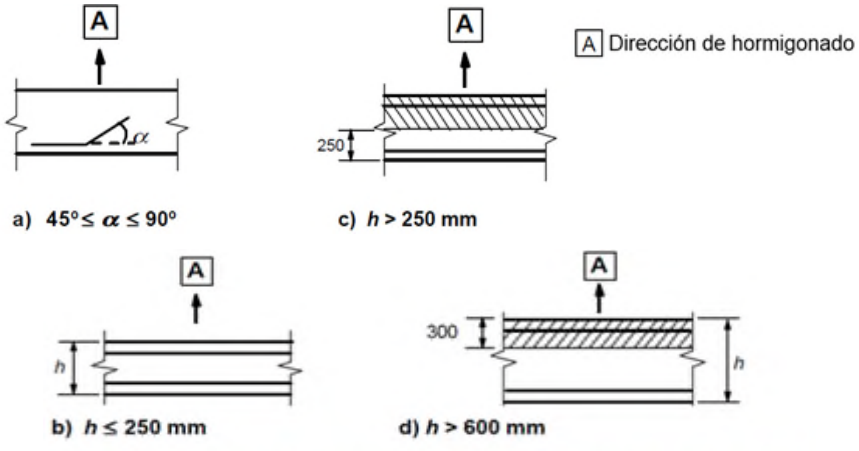
$\eta_1 = 1{,}0$ cuando se tiene condiciones de adherencia “buenas”

$\eta_1 = 0{,}7$ para el resto de casos y para las barras de los elementos estructurales ejecutados mediante encofrados deslizantes, a menos que se pueda demostrar que existen condiciones de adherencia “buenas”

η_2 es un coeficiente relacionado con el diámetro de la barra:

$\eta_2 = 1{,}0$ para $\phi \leq 32\,mm$

$\eta_2 = (132 - \phi)/100$ para $\phi > 32\,mm$.



a) y b) Condiciones de adherencia “buena” para todas las barras

c) y d) Zona no sombreada - Condiciones de adherencia “buena”
Zona sombreada - Condiciones de adherencia “mala”

Figura A19.8.2 Descripción de las condiciones de adherencia

8.4.3 Longitud básica de anclaje

(1) El cálculo de la longitud de anclaje deberá considerar el tipo de acero y las propiedades adherentes de las barras.

(2) Suponiendo una tensión de adherencia constante igual a f_{bd}, la longitud básica de anclaje, $l_{b,rqd}$, necesaria para anclar una fuerza $A_s\sigma_{sd}$ en una barra recta se establece mediante:

$$l_{b,rqd} = (\phi/4)(\sigma_{sd}/f_{bd}) \qquad (8.3)$$

donde σ_{sd} es la tensión de cálculo de la barra en la sección desde la que se mide el anclaje.

Los valores de f_{bd} se indican en el apartado 8.4.2.

(3) Para las patillas, la longitud básica de anclaje necesaria, $l_{b,rqd}$, y la longitud neta de anclaje, l_{bd}, deben medirse a lo largo del eje de la barra.

(4) En el caso de mallas electrosoldadas formadas por pares de alambres o barras, se debe cambiar el diámetro ϕ de la expresión (8.3) por el diámetro equivalente $\phi_n = \phi\sqrt{2}$.

8.4.4 Longitud neta de anclaje

(1) La longitud neta de anclaje, l_{bd}, será:

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \qquad (8.4)$$

donde α_1, α_2, α_3, α_4 y α_5 son coeficientes indicados en la tabla A19.8.2:

α_1 es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de la forma de las barras suponiendo un recubrimiento adecuado (véase la figura 49.5.1.1)

α_2 es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto del recubrimiento mínimo de hormigón (véase la figura A19.8.3)

α_3 es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto del confinamiento debido a la armadura transversal

α_4 es un coeficiente que tiene en cuenta la influencia de una o más barras transversales soldadas ($\phi_t > 0{,}6\phi$) a lo largo de la longitud neta de anclaje l_{bd} (véase también el apartado 8.6)

α_5 es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de la presión perpendicular al plano de rotura, a lo largo de la longitud neta de anclaje

El producto $\alpha_2\alpha_3\alpha_5 \geq 0{,}7$ (8.5)

$l_{b,rqd}$ se toma a partir de la expresión (8.3)

$l_{b,min}$ es la longitud mínima de anclaje si no se aplica ninguna limitación:

- Para anclajes en tracción, $l_{b,min} \geq \max\{0{,}3l_{b,rqd}; 10\phi; 100\ mm\}$
- Para anclajes en compresión, $l_{b,min} \geq \max\{0{,}6l_{b,rqd}; 10\phi; 100\ mm\}$.

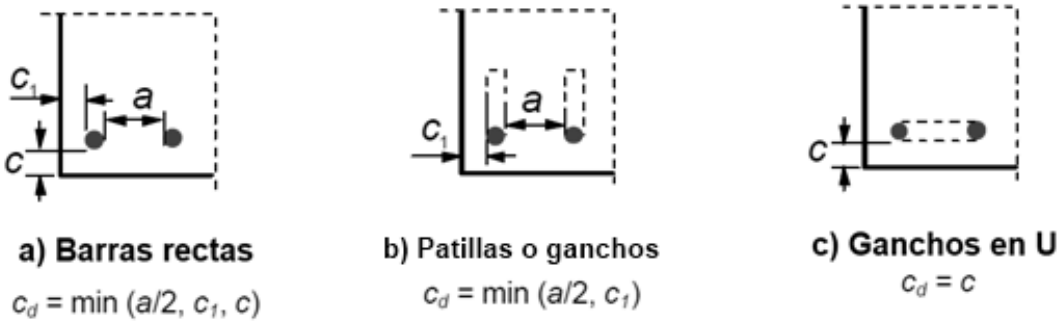


Figura A19.8.3 Valores de c_d para vigas y losas

(2) Una alternativa simplificada a 8.4.4(1) consiste en considerar, en lugar de las longitudes contempladas en los procedimientos de anclaje de la figura 49.5.1.1 del Artículo 49.5 de este Código Estructural, una longitud de anclaje equivalente, $l_{b,eq}$, con los siguientes valores:

- $\alpha_1 l_{b,rqd}$ para las imágenes mostradas en las figuras 49.5.1.1(b), (c) y (d) de este Código Estructural (véase la tabla A19.8.2 para los valores de α_1),
- $\alpha_4 l_{b,rqd}$ para las imágenes mostradas en la figura 49.5.1.1(e) de este Código Estructural (véase la tabla A19.8.2 para los valores de α_4),

donde:

α_1 y α_4 están definidos en el punto (1)

$l_{b,rqd}$ se calcula mediante la expresión (8.3).

Tabla A19.8.2 Valores de los coeficientes α_1, α_2, α_3, α_4 y α_5

Factor de influencia	Tipo de anclaje	Barra de armadura	
		Traccionada	Comprimida
Forma de las barras	Prolongación recta	$\alpha_1 = 1{,}0$	$\alpha_1 = 1{,}0$
	Otras distintas de la prolongación recta (véase la figura 49.5.1.1(b), (c) y (d) de este Código Estructural)	$\alpha_1 = 0{,}7$ si $c_d > 3\phi$, de lo contrario, $\alpha_1 = 1{,}0$ (véase figura A19.8.3 para valores de c_d)	$\alpha_1 = 1{,}0$
Recubrimiento de hormigón	Prolongación recta	$\alpha_2 = 1 - 0{,}15\,(c_d - \phi)/\phi$ $0{,}7 \le \alpha_2 \le 1{,}0$	$\alpha_2 = 1{,}0$
	Otras distintas de la prolongación recta (véase la figura 49.5.1.1(b), (c) y (d) de este Código Estructural)	$\alpha_2 = 1 - 0{,}15\,(c_d - 3\phi)/\phi$ $0{,}7 \le \alpha_2 \le 1{,}0$ (véase figura A19.8.3 para valores de c_d)	$\alpha_2 = 1{,}0$
Confinamiento debido a armadura transversal no soldada a la armadura principal	Todos los tipos	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $0{,}7 \le \alpha_3 \le 1{,}0$	$\alpha_3 = 1{,}0$
Confinamiento debido a armadura transversal soldada*	Todos los tipos, la posición y el tamaño se especifican en la figura 49.5.1.1(e) de este Código Estructural	$\alpha_4 = 0{,}7$	$\alpha_4 = 0{,}7$
Confinamiento debido a la presión transversal	Todos los tipos	$\alpha_5 = 1 - 0{,}04p$ $0{,}7 \le \alpha_5 \le 1{,}0$	-

donde:

$$\lambda = \left(\sum A_{st} - \sum A_{st,min}\right)/A_s$$

$\sum A_{st}$	área de la sección de armadura transversal a lo largo de la longitud básica de anclaje l_{bd}.
$\sum A_{st,min}$	área de la armadura transversal mínima. Para vigas y losas será igual a $0{,}25A_s$.
A_s	área de una barra individual anclada de diámetro máximo.
K	valores mostrados en la figura A19.8.4.
p	presión transversal $[N/mm^2]$ para el Estado Límite Último a lo largo de l_{bd}.

* Véase también 8.6: Para apoyos directos l_{bd} puede tomar valores menores que $l_{b,min}$ en el caso de que exista al menos un alambre transversal soldado en el interior del apoyo. Dicho alambre deberá ubicarse al menos a $15\ mm$ desde la cara del apoyo.

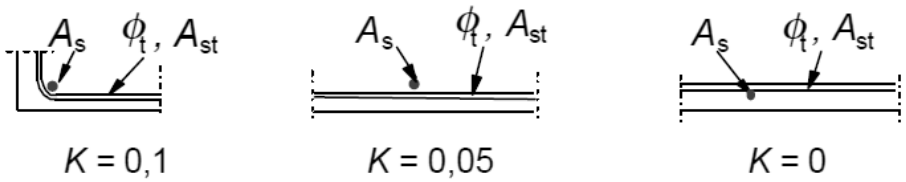


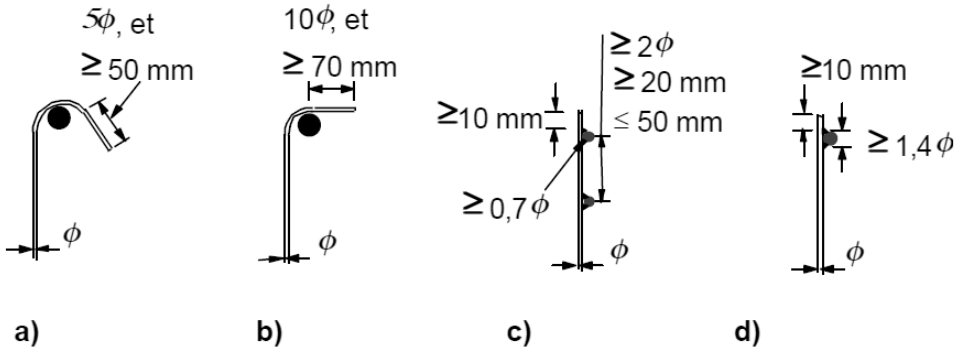
Figura A19.8.4 Valores de K para vigas y losas

8.5 Anclaje de cercos y armaduras de cortante

(1) El anclaje de cercos y armaduras de cortante debe realizarse mediante patillas y ganchos, o mediante armadura transversal soldada. Debe disponerse una barra dentro del gancho o patilla.

(2) El anclaje debe cumplir con lo indicado en la figura A19.8.5. Las soldaduras se realizarán conforme a la norma UNE-EN ISO 17660, además de presentar una capacidad de soldadura conforme a lo establecido en el apartado 8.6 (2).

NOTA: Para la definición de los ángulos de doblado véase la figura 49.5.1.1 de este Código Estructural.



NOTA: Para c) y d) el recubrimiento no deberá ser inferior a 3∅ o $50\ mm$.

Figura A19.8.5 Anclaje de las armaduras transversales

8.6 Anclaje mediante barras soldadas

(1) Además de los anclajes indicados en los apartados 8.4 y 8.5, se puede realizar un anclaje mediante la utilización de barras transversales soldadas (véase la figura A19.8.6) embebidas en el hormigón. Se deberá demostrar que la calidad de las uniones soldadas es la adecuada.

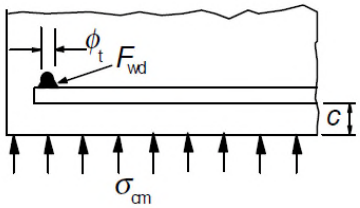


Figura A19.8.6 Barra transversal soldada utilizada como dispositivo de anclaje

(2) La capacidad de anclaje de una barra transversal (con un diámetro comprendido entre $14\,mm$ y $32\,mm$), soldada en la cara interior de la barra principal, será F_{btd}. Por ello, en la expresión (8.3) se podrá reducir σ_{sd} mediante F_{btd}/A_s, donde A_s es el área de la sección de la barra y F_{btd} se define mediante la expresión (8.8).

$$F_{btd} = l_{td}\phi_t\sigma_{td} \text{ sin superar el valor de } F_{wd}. \qquad (8.8)$$

donde:

F_{wd} es el valor de cálculo de la resistencia a cortante de la soldadura (definido como $A_s f_{yd}$ multiplicado por un coeficiente, por ejemplo $0{,}5A_s f_{yd}$, donde A_s es el área de la sección de la barra anclada y f_{yd} es el límite de elasticidad de cálculo)

l_{td} es la longitud de cálculo de la barra transversal:

$$l_{td} = 1{,}16\,\phi_t\left(f_{yd}/\sigma_{td}\right)^{0{,}5} \le l_t$$

l_t es la longitud de la barra transversal. No deberá ser mayor que la separación de las barras que van a anclarse

σ_{td} es la tensión del hormigón; $\sigma_{td} = (f_{ctd} + \sigma_{cm})/y \le 3f_{cd}$

σ_{cm} es la tensión de compresión en el hormigón perpendicular a las dos barras (valor medio, tomando la compresión positiva)

y es una función: $y = 0{,}015 + 0{,}14e^{(-0{,}18x)}$

x es una función que tiene en cuenta la geometría: $x = 2(c/\phi_t) + 1$

c es el recubrimiento de hormigón perpendicular a las dos barras.

(3) Si dos barras del mismo diámetro se sueldan, cada una en un lado opuesto de la barra que va a ser anclada, la capacidad calculada en el apartado 8.6(2) puede duplicarse siempre que el recubrimiento de la barra exterior cumpla lo establecido en el Capítulo 9 de este Código Estructural.

(4) Si se sueldan dos barras en el mismo lado, con una separación de 3ϕ, la capacidad de anclaje debe multiplicarse por un coeficiente de valor $1{,}41$.

(5) Para barras de diámetro nominal menor o igual a $12\,mm$, la capacidad de anclaje de la barra transversal soldada depende principalmente de la resistencia de cálculo de la unión soldada. Esta se podrá calcular mediante la siguiente expresión:

$$F_{btd} = F_{wd} \le 16\,A_s\,f_{cd}\,\phi_t/\phi_l \qquad (8.9)$$

donde:

F_{wd} es la resistencia de cálculo a cortante de la soldadura (véase el apartado 8.6(2))

ϕ_t es el diámetro nominal de la barra transversal: $\phi_t \le 12\,mm$

ϕ_l es el diámetro nominal de la barra que se va a anclar: $\phi_l \le 12\,mm$.

En el caso de utilizar dos barras transversales soldadas con una separación mínima de ϕ_t, se debe multiplicar la capacidad de anclaje (establecida mediante la expresión (8.9)) por un coeficiente igual a $1{,}41$.

8.7 Solapes y empalmes mecánicos

8.7.1 Generalidades

(1) Los esfuerzos se transmiten de una barra a otra mediante:

- solape de barras, con o sin patillas o ganchos,
- soldaduras,
- dispositivos mecánicos que aseguran la transferencia de la carga en tracción y compresión, o únicamente en compresión.

8.7.2 Solapes

(1) La definición de los detalles de proyecto de los solapes de las barras deberán ser tales que:

- se asegure la transmisión de esfuerzos de una barra a otra,
- no se produzca el desconchamiento del hormigón en las zonas próximas a las uniones,
- no se produzcan grandes fisuras que puedan afectar al comportamiento de la estructura.

(2) Los solapes deben:

- estar escalonados entre las barras y no estar localizados en las zonas de solicitaciones elevadas (por ejemplo, en rótulas plásticas). Las excepciones se establecen en el apartado (4) posterior,
- estar dispuestos de forma simétrica en cualquier sección.

(3) La disposición de las barras solapadas debe ser tal que cumpla lo establecido en la figura A19.8.7:

- la distancia libre entre barras solapadas no debe ser mayor que 4ϕ, de acuerdo a lo establecido en el apartado 49.5.2.2 de este Código Estructural. Si no se cumple esta condición, la longitud de solape deberá incrementarse en una longitud igual a la distancia libre entre barras,
- la distancia longitudinal entre dos solapes adyacentes no deberá ser inferior a $0{,}3$ veces la longitud de solape, l_0,
- en el caso de dos solapes adyacentes, la distancia libre entre las barras adyacentes no deberá ser inferior a 2ϕ o $20\ mm$.

(4) Si se cumple lo indicado en el punto (3), la proporción admisible de barras solapadas traccionadas será del 100% en el caso de que las barras se encuentren en una capa. Si las barras están dispuestas en varias capas, esta proporción se reducirá al 50 %.

Todas las barras comprimidas y la armadura secundaria (de distribución) pueden solaparse en una sección.

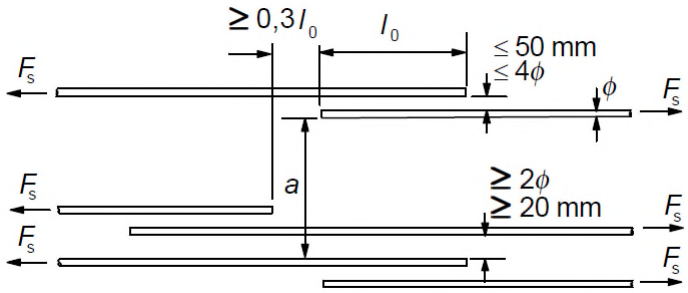


Figura A19.8.7 Solapes adyacentes

8.7.3 Longitud de solape

(1) La longitud de solape de cálculo será:

$$l_0 = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_5\alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \qquad (8.10)$$

donde:

$l_{b,rqd}$ se calcula mediante la expresión (8.3),

$$l_{0,min} \geq max\{0{,}3\ \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200\ mm\} \qquad (8.11)$$

Los valores de α_1, α_2, α_3 y α_5 pueden tomarse de la tabla A19.8.2; sin embargo, para el cálculo de α_3, se tomará $\sum A_{st,min} = 1{,}0\ A_s(\sigma_{sd}/f_{yd})$, donde A_s es el área de la barra solapada.

$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}$ (siempre dentro del intervalo comprendido entre1,0 y 1,5), donde ρ_1 es el porcentaje de armadura solapada en una longitud igual o inferior a $0{,}65\ l_0$ desde el centro de la longitud de solape considerada (véase la figura A19.8.8). Los valores de α_6 se indican en la tabla A19.8.3.

Tabla A19.8.3 Valores del coeficiente α_6

Porcentaje de barras solapadas con respecto al total del área de la sección, ρ_1	$< 25\%$	33%	50%	$> 50\%$
α_6	1	1,15	1,4	1,5
NOTA: Los valores intermedios podrán determinarse mediante interpolación.				

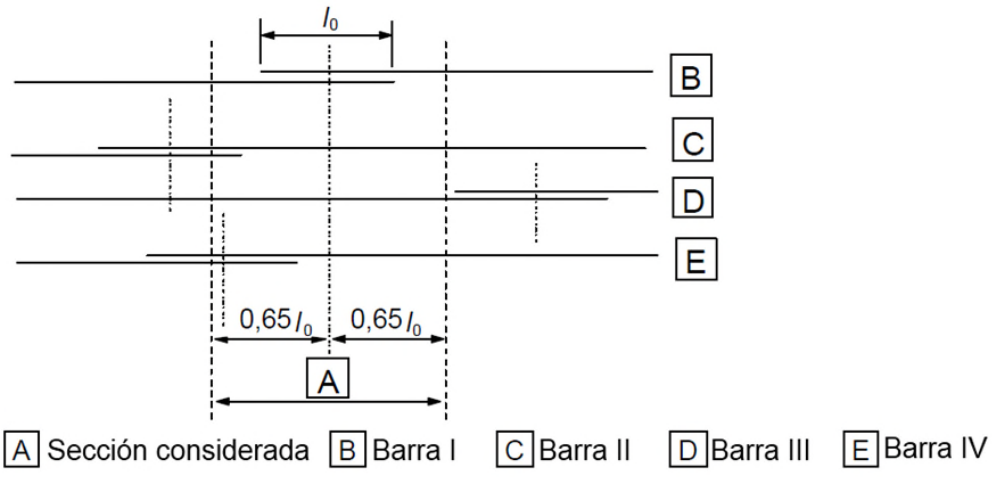


Figura A19.8.8 Porcentaje de barras solapadas en una sección respecto al total de barras

8.7.4 Armadura transversal en la zona de solape

8.7.4.1 Armadura transversal para barras sometidas a tracción

(1) Para resistir los esfuerzos transversales de tracción será necesaria la disposición de una armadura transversal en la zona de solape.

(2) En el caso de que el diámetro, ϕ, de las barras solapadas sea inferior a $20\,mm$, o el porcentaje de barras solapadas en alguna sección sea inferior al $25\,\%$, se considerará, sin más justificaciones, que cualquier armadura transversal necesaria por otras razones puede ser suficiente para equilibrar los esfuerzos transversales de tracción.

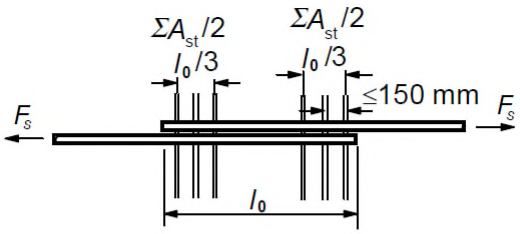
(3) En el caso de que el diámetro, ϕ, de las barras solapadas sea mayor o igual a $20\,mm$ la armadura transversal debe tener un área total A_{st} (suma de todas las ramas paralelas a la capa empalmada de la armadura), no inferior al área A_s de la barra solapada ($\sum A_{st} \geq 1{,}0\,A_s$). Las barras transversales deben disponerse de forma perpendicular a la dirección de la armadura solapada.

Si más del 50% de la armadura está solapada en un punto y la distancia a entre los solapes adyacentes en una sección es $\leq 10\phi$ (véase la figura A19.8.7), la armadura transversal deberá estar formada por cercos o barras en U ancladas en la sección.

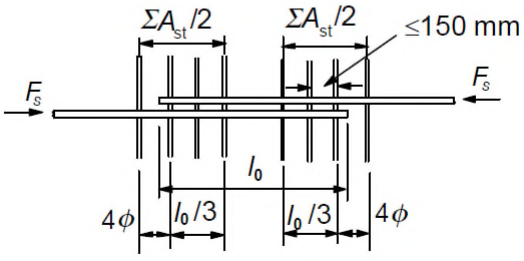
(4) Se deben disponer las armaduras transversales previstas en el punto (3) en las secciones extremas del solape, tal y como se muestra en la figura A19.8.9(a).

8.7.4.2 Armadura transversal para barras sometidas permanentemente a compresión

(1) Además de las reglas para las barras traccionadas, debe disponerse una barra transversal fuera de la longitud del solape y en cada uno de sus lados, a una distancia inferior a 4ϕ de los extremos de dicha longitud (figura A19.8.9b).



a) Barras traccionadas



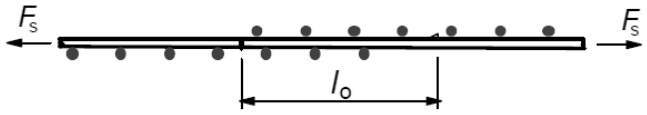
b) Barras comprimidas

Figura A19.8.9 Armadura transversal para uniones solapadas

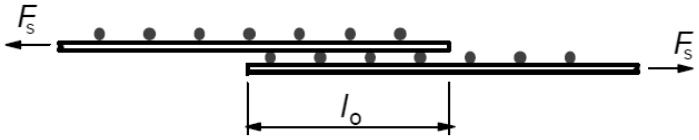
8.7.5 Solapes para mallas electrosoldadas

8.7.5.1 Solape de la armadura principal

(1) Los solapes pueden realizarse mediante mallas acopladas o mediante mallas superpuestas (figura A19.8.10).



a) Mallas acopladas (sección longitudinal)



b) Mallas superpuestas (sección longitudinal)

Figura A19.8.10 Solape de mallas electrosoldadas

(2) Se debe emplear la disposición de mallas acopladas en el caso de que existan cargas de fatiga.

(3) Para mallas acopladas, las disposiciones de solape relativas a las barras longitudinales principales deben ajustarse a lo establecido en el apartado 8.7.2. Se ignorará cualquier efecto favorable de las barras transversales, tomando así $\alpha_3 = 1{,}0$.

(4) Para mallas superpuestas, los solapes de la armadura principal deben estar situados en zonas en las que las tensiones calculadas en la armadura, para el Estado Límite Último, no sean superiores al 80% de la resistencia de cálculo.

(5) En el caso de que la condición (4) anterior no se cumpla, el canto útil del acero para el cálculo de la resistencia a flexión, de acuerdo con el apartado 6.1, debe aplicarse a la capa más alejada de la cara traccionada. Además, cuando se lleve a cabo la comprobación de la fisuración en las zonas cercanas al extremo del solape, la tensión del acero utilizada en las tablas A19.7.2 y A19.7.3 deberá incrementarse en un $25\ \%$, debido a la discontinuidad en dichos extremos.

(6) El porcentaje de la armadura principal, que puede solaparse en una sección cualquiera, debe cumplir con lo siguiente:

Para mallas acopladas, se pueden aplicar los valores establecidos en la tabla A19.8.3.

Para mallas superpuestas, el porcentaje admisible de la armadura principal que puede solaparse en una sección cualquiera, dependerá del área específica de la sección de la malla soldada dispuesta $(A_s/s)_{prov}$, donde s es la separación de los elementos de la malla:

- 100%si $(A_s/s)_{prov} \leq 1200\ mm^2/m$,
- 60% si $(A_s/s)_{prov} > 1200\ mm^2/m$.

Para el caso de múltiples capas, la distancia entre las uniones deberá ser al menos $1{,}3l_0$ ($l_0$se determina mediante el apartado 8.7.3).

(7) No será necesaria la utilización de armadura transversal adicional en la zona del solape.

8.7.5.2 Solape de armadura secundaria o de reparto

(1) Toda la armadura secundaria debe solaparse en el mismo punto.

Los valores mínimos para la longitud de solape l_0 se indican en la tabla A19.8.4. En el caso de dos barras de armadura secundaria, esta longitud de solape deberá ser suficiente como para poder abarcar, al menos, dos barras de la armadura principal.

Tabla A19.8.4 Longitudes de solape requeridas para los elementos secundarios de las mallas

Diámetro de los elementos secundarios (mm)	Longitudes de solape
$\phi \leq 6$	$\geq 150\ mm$; al menos 1 hueco de malla (2 soldaduras) en la longitud de solape
$6 < \phi \leq 8{,}5$	$\geq 250\ mm$; al menos 2 huecos de malla (3 soldaduras)
$8{,}5 < \phi \leq 12$	$\geq 350mm$; al menos 2 huecos de malla (3 soldaduras)

8.8 Reglas adicionales para barras de gran diámetro

(1) En el caso de utilizar barras con un diámetro superior a $\phi_{large} = 32\ mm$, las reglas que se establecen en los siguientes apartados sustituyen a las establecidas en los apartados 8.4 y 8.7.

(2) Cuando se utilicen barras de gran diámetro, el control de la fisuración puede realizarse mediante la utilización de armadura de piel (véase el apartado 9.2.4) o mediante el cálculo (véase el apartado 7.3.4).

(3) En el caso de utilizar barras de gran diámetro, los esfuerzos de rotura del recubrimiento y el efecto pasador serán mayores. Estas barras deberán anclarse mediante dispositivos mecánicos. Como alternativa, podrán anclarse mediante barras rectas, pero deberán disponerse cercos a modo de armadura de confinamiento.

(4) No se deben realizar uniones por solape en barras de gran diámetro, salvo en los casos de secciones con una dimensión mínima de $1{,}0\ m$, o si la tensión en la armadura no supera el 80% de la resistencia última de cálculo.

(5) En las zonas de anclaje en las que no exista compresión transversal, debe disponerse una armadura transversal adicional a la de cortante.

(6) Para longitudes rectas de anclaje (véase la figura A19.8.11 para la notación utilizada), la armadura adicional prevista en el apartado (5) no debe ser inferior a las siguientes:

- En dirección paralela a la cara traccionada:

$$A_{sh} = 0{,}25 A_s n_1 \qquad (8.12)$$

- En dirección perpendicular a la cara traccionada:

$$A_{sv} = 0{,}25 A_s n_2 \qquad (8.13)$$

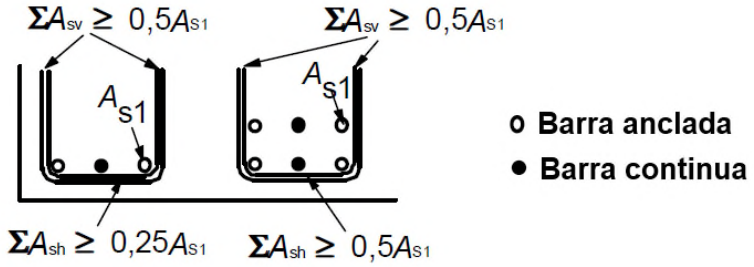
donde:

A_s es el área de la sección de la armadura anclada

n_1 es el número de capas con barras ancladas en el mismo punto del elemento

n_2 es el número de barras ancladas en cada capa.

(7) La armadura transversal adicional debe distribuirse de forma uniforme en la zona del anclaje. Además la separación de las barras no debe ser superior a 5 veces el diámetro de la armadura longitudinal.



Ejemplo: En el caso de la izquierda n_1= 1, n_2= 2; en el caso de la derecha n_1=2, n_2=2

Figura A19.8.11 Armadura adicional en un anclaje para barras de gran diámetro en ausencia de compresión transversal

(8) En el caso de armaduras de piel se aplica lo establecido en el apartado 9.2.4, pero el área de esta armadura no debe ser inferior a $0{,}01\ A_{ct,ext}$ en la dirección perpendicular a las barras de gran diámetro; y $0{,}02\ A_{ct,ext}$ en la dirección paralela a estas barras.

8.9 Grupo de barras

8.9.1 Generalidades

1) A menos que se indique lo contrario, las reglas para barras aisladas también son de aplicación para grupos de barras. En un grupo, todas las barras deben tener las mismas características (tipo y calidad). Las barras de distintos tamaños podrán agruparse siempre que la relación entre los diámetros no supere el valor 1,7.

(2) En el cálculo el grupo de barras se reemplaza por una barra teórica con la misma área y el mismo centro de gravedad. El diámetro equivalente, ϕ_n, de esta barra teórica debe ser tal que cumpla:

$$\phi_n = \phi\sqrt{n_b} \leq 55\ mm \qquad (8.14)$$

donde:

n_b es el número de barras del grupo, que estará limitado a:

$n_b \leq 4$ para barras verticales comprimidas y barras en una unión por solape

$n_b \leq 3$ para el resto de casos.

(3) Para los grupos de barras se aplicarán las reglas establecidas en el apartado 8.2 sobre la separación entre barras. Deberá utilizarse el diámetro equivalente, ϕ_n, midiendo la distancia libre entre grupos de barras desde el contorno real exterior del conjunto. El recubrimiento de hormigón tendrá que medirse igualmente desde el contorno real exterior del grupo de barras y no ser inferior a ϕ_n.

(4) Si dos barras en contacto se disponen una encima de la otra, bajo unas condiciones de adherencia “buenas”, dichas barras no serán consideradas como un grupo.

8.9.2 Anclaje de grupos de barras

(1) Los grupos de barras sometidas a tracción pueden reducirse sobre los apoyos extremos e intermedios. Aquellos con un diámetro equivalente $< 32\ mm$ pueden reducirse cerca de un soporte, sin necesidad de llevar a cabo una transición de las barras. Los conjuntos con un diámetro equivalente $\geq 32\ mm$, que están anclados cerca de un soporte, deben disponerse con una transición de las barras como la mostrada en la figura A19.8.12.

(2) En el caso de barras individuales, ancladas y con una longitud de transición superior a $1{,}3 l_{b,rqd}$ (donde $l_{b,rqd}$ se determina a partir del diámetro de la barra), se podrá utilizar el diámetro de la barra

para la obtención de l_{bd} (véase la figura A19.8.12). Si las condiciones anteriormente descritas no son suficientes, se deberá utilizar el diámetro equivalente del grupo, ϕ_n.

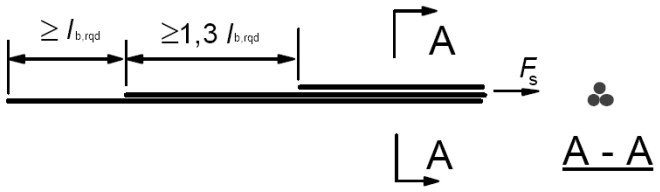


Figura A19.8.12 Anclaje de barras escalonadas de un grupo con una longitud de transición importante

(2) No será necesaria la transición de los grupos de barras para el caso de anclajes comprimidos. Para aquellos grupos cuyo diámetro equivalente sea $\geq 32\,mm$, se deberán disponer al menos cuatro cercos con un diámetro $\geq 12\,mm$, en el extremo final del grupo. Deberá disponerse un cerco adicional justo después del final de la transición de barras.

8.9.3 Solape de grupos de barras

(1) La longitud de solape debe calcularse de acuerdo con el apartado 8.7.3, utilizando ϕ_n (a partir del apartado 8.9.1(2)) como el diámetro equivalente de la barra.

(2) Para grupos de dos barras con diámetro equivalente $< 32\,mm$, las barras pueden solaparse sin necesidad de escalonar barras. En este caso, deberá utilizarse el tamaño de la barra equivalente para el cálculo de l_0.

(3) Para grupos de dos barras con diámetro equivalente $\geq 32\,mm$, o de tres barras, las barras individuales se deberán escalonar en la dirección longitudinal al menos $1{,}3l_0$, como se muestra en la figura A19.8.13, en la que la longitud del solape se calcula a partir del diámetro de una barra aislada. Para este caso, la barra número 4 se utiliza como barra de solape. Se debe tener especial cuidado a la hora de asegurar que no se dispongan más de cuatro barras en las secciones solapadas. Los grupos de más de tres barras no deberán solaparse.

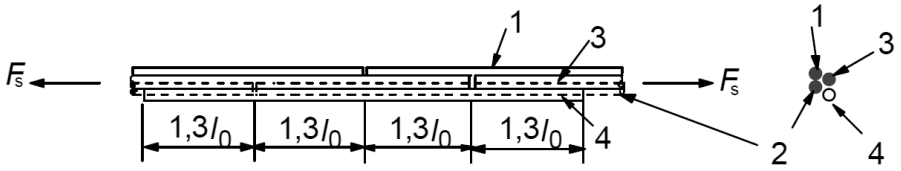


Figura A19.8.13 Unión mediante solape de barras traccionadas, incluyendo una cuarta barra

8.10 Armaduras activas

8.10.1 Disposición de las armaduras de pretensado y de las vainas

8.10.1.1 Generalidades

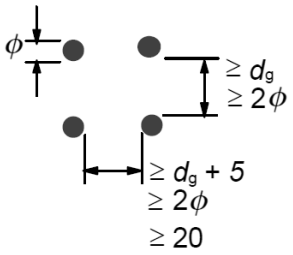
(1) La separación entre vainas de armaduras activas pretesas deberá ser tal que se asegure un correcto vertido y compactación del hormigón además de una adherencia suficiente entre el hormigón y la armadura activa.

8.10.1.2 Armadura activa pretesa

(1) La separación mínima entre armaduras activas pretesas, tanto en horizontal como en vertical, debe estar de acuerdo con lo establecido en la figura A19.8.14. Se pueden adoptar otras disposiciones siempre que los resultados de los ensayos muestren un comportamiento final satisfactorio en lo que se refiere a:

- el hormigón comprimido en el anclaje,
- el desconchamiento del hormigón,
- el anclaje de la armadura activa pretesa,
- el vertido del hormigón entre las armaduras activas.

Se debe tener presente también la durabilidad y al daño por corrosión de la armadura pretesa en los extremos de los elementos.



NOTA: Donde ϕ es el diámetro de la armadura pretesa y d_g el tamaño máximo del árido.

Figura A19.8.14 Distancias libres mínimas entre los tendones de la armadura pretesa

(2) No deben agruparse armaduras activas en las zonas de anclaje a menos que el vertido y compactación del hormigón pueda llevarse a cabo correctamente y se pueda conseguir una adherencia suficiente entre el hormigón y la armadura activa.

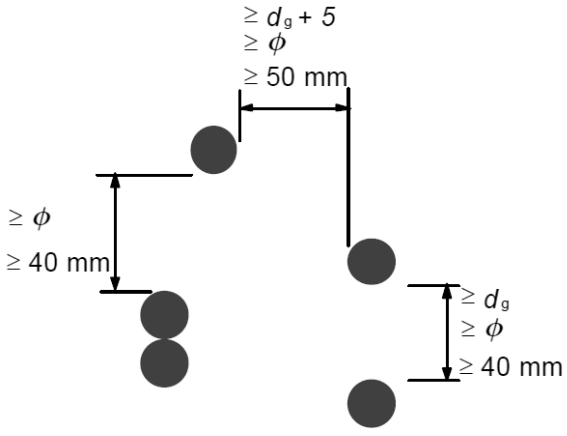
8.10.1.3 Vainas de postesado

(1) Las vainas de la armadura activa postesa deberán situarse y ejecutarse de forma que:

- el hormigón se pueda verter de forma segura sin dañar las vainas,
- el hormigón pueda absorber los esfuerzos de las vainas en las zonas curvas durante y después del tesado,
- no se filtre la lechada en otras vainas durante el proceso de inyección.

(2) Las vainas para elementos postesados no deben agruparse, salvo en el caso de pares de vainas dispuestas en la misma vertical.

(3) La distancia libre mínima entre las vainas deberá cumplir con lo establecido en la figura A19.8.15.



NOTA: Donde ϕ es el diámetro de la vaina para la armadura postesa y d_g el tamaño máximo del árido.

Figura A19.8.15 Distancia libre mínima entre vainas

8.10.2 Anclaje de la armadura activa pretesa

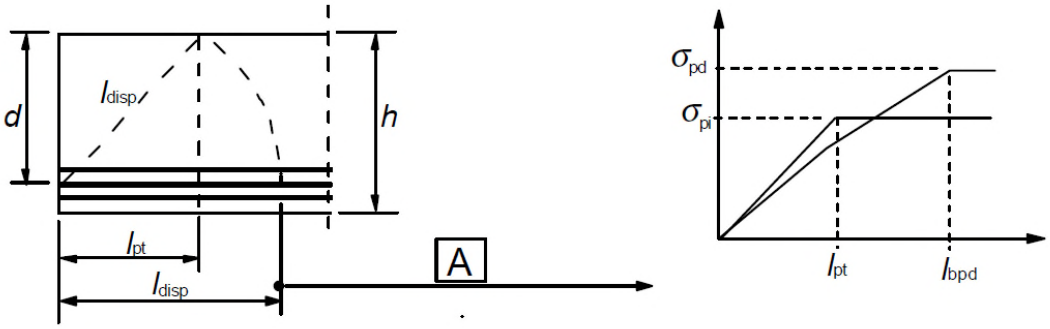
8.10.2.1 Generalidades

(1) En las zonas de anclaje de la armadura activa pretesa, se deben considerar los siguientes parámetros de la longitud de anclaje (véase la figura A19.8.16):

a) Longitud de transmisión ,l_{pt}, en la que se transmite completamente la fuerza de pretensado (P_0) al hormigón; véase el apartado 8.10.2.2(2),

b) Longitud de dispersión,l_{disp}, en la que las tensiones del hormigón pasan gradualmente a una distribución lineal en la sección de hormigón; véase el apartado 8.10.2.2(4),

c) Longitud de anclaje, l_{bpd}, en la que la fuerza de la armadura activa, F_{pd}, en Estado Límite Último, se encuentra completamente anclada en el hormigón(véanse los apartados 8.10.2.3(4)y (5)).



A **Distribución lineal de tensiones en la sección de un elemento**

Figura A19.8.16 Transferencia del pretensado en elementos pretesos; definición de los parámetros de longitud a considerar

8.10.2.2 Transferencia de los esfuerzos de pretensado

(1) Se puede suponer que al liberar la armadura activa el pretensado se transfiere al hormigón mediante una tensión de adherencia constante f_{bpt},:

$$f_{bpt} = \eta_{p1}\eta_1 f_{ctd}(t) \qquad (8.15)$$

donde:

η_{p1} es un coeficiente que tiene en cuenta el tipo de armaduraactiva y la situación adherente en el momento de la transferencia

$\eta_{p1} = 2{,}7$ para alambres grafilados

$\eta_{p1} = 3{,}2$ para cordones de 3 y 7 alambres

η_1 $= 1{,}0$ para condiciones de adherencia “buenas” (véase el apartado 8.4.2)

$= 0{,}7$ para el resto de casos, a menos que pueda justificarse un valor superior con respecto a unas circunstancias particulares de ejecución

$f_{ctd}(t)$ es la resistencia de cálculo a tracción del hormigón en el momento de transferencia del pretensado; $f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0{,}7 \cdot f_{ctm}(t)/\gamma_C$ (véanse también los apartados 3.1.2(9) y 3.1.6(2)).

NOTA: Podrán emplearse los valores de η_{p1} para otros tipos de armadura activa, diferentes a las indicadas anteriormente, siempre que estén respaldados por un Documento de Idoneidad Técnica Europeo.

(2) El valor básico de la longitud de transmisión, l_{pt}, se establece mediante:

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad (8.16)$$

donde:

α_1 $= 1{,}0$ para una transmisión del pretensado gradual

=1,25 para una transmisión del pretensado instantánea

α_2 $= 0{,}25$ para armaduras activas de sección circular

$= 0{,}19$ para cordones de 3 y 7 alambres

ϕ es el diámetro nominal de la armadura activa

σ_{pm0} es la tensión de la armadura activa justo después de la transmisión del pretensado.

(3) El valor de cálculo de la longitud de transmisión debe tomarse igual al valor menos favorable de los siguientes, dependiendo de la situación de cálculo:

$$l_{pt1} = 0{,}8 l_{pt} \quad (8.17)$$

o

$$l_{pt2} = 1{,}2 l_{pt} \quad (8.18)$$

NOTA: Normalmente, se emplea el menor valor para las comprobaciones de tensiones locales en el momento de la transferencia del pretensado y el mayor valor para los Estados Límite Últimos (cortante, anclaje, etc.).

(4) Puede suponerse que las tensiones en el hormigón seguirán una distribución lineal fuera de la longitud de dispersión (véase la figura A19.8.16):

$$l_{disp} = \sqrt{{l_{pt}}^2 + d^2} \quad (8.19)$$

(5) Se puede suponer una composición alternativa del pretensado, si está debidamente justificada y si la longitud de transmisión se modifica en consecuencia.

8.10.2.3 Anclaje de la armadura activa en el Estado Límite Último

(1) Debe comprobarse el anclaje de las armaduras activas en las secciones en las que la tensión de tracción del hormigón supere $f_{ctk,0,05}$. El esfuerzo de la armadura activa debe calcularse suponiendo una sección fisurada, incluyendo el efecto del cortante de acuerdo con el apartado 6.2.3(7); véase también el apartado 9.2.1.3. En el caso de que la tensión de tracción del hormigón sea inferior a $f_{ctk,0,05}$, no será necesaria la comprobación del anclaje.

(2) La resistencia de adherencia del anclaje en el Estado Límite Último es:

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \eta_1 f_{ctd} \quad (8.20)$$

donde:

η_{p2} es un coeficiente que tiene en cuenta el tipo de armadura activa y la situación adherente en el anclaje

$\eta_{p2} = 1{,}4$ para alambres grafilados

$\eta_{p2} = 1{,}2$ para cordones de 7 alambres

η_1 conforme a lo indicado en el apartado 8.10.2.2(1).

NOTA: Podrán emplearse los valores de η_{p2} para otros tipos de armaduras activas, diferentes a las indicadas anteriormente, siempre que estén respaldados por un Documento de Idoneidad Técnica Europeo.

(3) Debido al incremento de la fragilidad del hormigón a medida que aumenta su resistencia del hormigón, $f_{ctk,0,05}$ deberá limitarse al valor correspondiente a f_{ck} = 60 N/mm^2, a menos que se pueda comprobar que la capacidad de adherencia media se encuentre por encima de este valor límite.

(4) La longitud total de anclaje para anclar la armadura activa sometida a una tensión σ_{pd} será:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \, \phi \, (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty})/f_{bpd} \qquad (8.21)$$

donde:

l_{pt2} es el valor superior de cálculo de la longitud de transmisión, véase el apartado 8.10.2.2(3)

α_2 se define en el apartado 8.10.2.2(2)

σ_{pd} es la tensión de la armadura activa correspondiente al esfuerzo descrito en el punto (1)

$\sigma_{pm\infty}$ es la tensión del pretensado después de todas las pérdidas.

(5) En la figura A19.8.17 se muestran las tensiones del pretensado en la zona del anclaje.

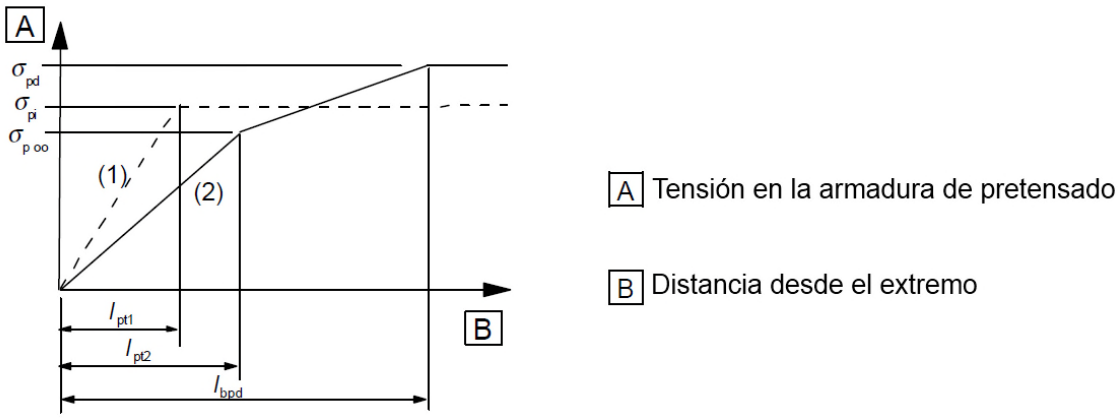


Figura A19.8.17 Tensiones en la zona del anclaje de elementos pretesos: (1) en el momento de transferencia del pretensado, (2) en el Estado Límite Último

(6) En el caso de combinar armaduras pasivas con armaduras activas pretesas, se podrán sumar las capacidades de anclaje de cada una.

8.10.3 Zonas de anclaje de elementos postesos

(1) El cálculo de las zonas de anclaje debe realizarse de acuerdo con las reglas establecidas en este apartado y las que se recogen en el apartado 6.5.3.

(2) Al considerar los efectos del pretensado como una fuerza concentrada en la zona de anclaje, el valor de cálculo del pretensado deberá ser conforme con el apartado 2.4.2.2(3) y deberá utilizarse la resistencia característica inferior a tracción del hormigón.

(3) Deberán comprobarse las tensiones tras las placas de anclaje conforme a la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

(4) Los esfuerzos de tracción debidos a cargas concentradas deben evaluarse mediante un modelo de bielas y tirantes, o a través de otras representaciones adecuadas (véase el apartado 6.5). La armadura debe disponerse suponiendo que trabajará con la resistencia de cálculo. Si la tensión en esta armadura está limitada a 300 N/mm^2, no será necesaria la realización de la comprobación de la abertura de fisura.

(5) Para simplificar, se puede admitir que el ángulo de dispersión de la fuerza de pretensado comienza a partir del extremo del dispositivo de anclaje y es igual a 2β, suponiendo $\beta = \arctan 2/3$.

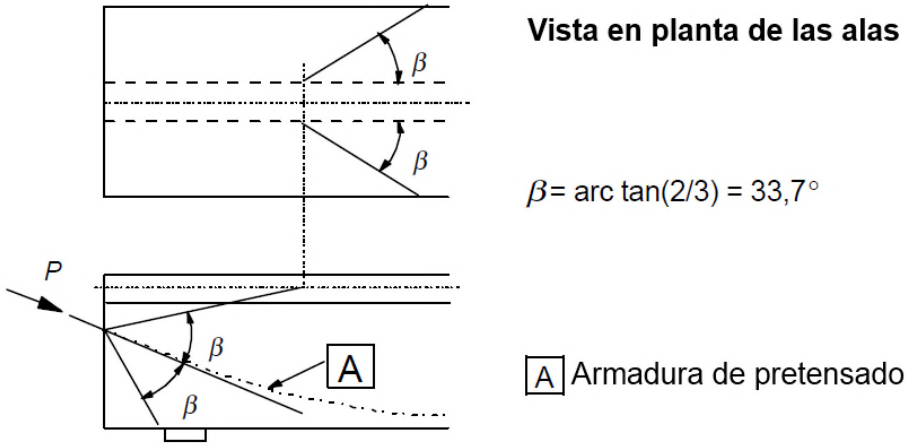


Figura A19.8.18 Dispersión del pretensado

8.10.4 Anclajes y acopladores para armaduras de pretensado

(1) Los dispositivos de anclaje utilizados en armadura postesas deben ser conformes con lo especificado para el sistema de pretensado utilizado. Las longitudes de anclaje de las armaduras pretesas deberán permitir el desarrollo completo de la resistencia de cálculo de la armadura activa, teniendo en cuenta los efectos de cualquier acción repetitiva de variación rápida.

(2) En el caso de utilizar acopladores, estos deberán ajustarse a las especificaciones de los dispositivos para el sistema de pretensado empleado. Debido a la interferencia causada por estos dispositivos, se deberán colocar de manera que no afecten a la capacidad portante del elemento, además de permitir la correcta introducción de los anclajes provisionales que puedan ser necesarios durante la construcción.

(3) Los cálculos para los efectos locales en el hormigón y para la armadura transversal deben realizarse de acuerdo con lo establecido en los apartados 6.5 y 8.10.3.

(4) Los acopladores deben situarse lejos de los apoyos intermedios.

(5) Debe evitarse la disposición de acopladores en el 50% o más de la armadura activa en una misma sección, a menos que se pueda demostrar que un porcentaje superior no supone un riesgo mayor para la seguridad de la estructura.

8.10.5 Desviadores

(1) Un desviador deberá satisfacer los siguientes requisitos:

- resistir los esfuerzos longitudinales y transversales procedentes de la armadura activa y transmitirlos a la estructura,
- asegurar que el radio de curvatura de la armadura no le produzca una sobretensión o daño.

(2) En las zonas de desviación, los tubos que constituyen las vainas deben ser capaces de soportar la presión radial y el movimiento longitudinal de la armadura activa, sin sufrir daños y sin perjudicar su buen funcionamiento.

(3) El radio de curvatura de la armadura activa en la zona de desviación deberá ser conforme con la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

(4) Son admisibles desviaciones de cálculo de la armadura activa de hasta $0{,}01$ radianes sin que sea necesaria la utilización de un desviador. Los esfuerzos generados por la variación angular ocasionada

por la utilización de un desviador, conforme con la correspondiente Evaluación Técnica Europea, deberán tenerse en cuenta en los cálculos para el dimensionamiento.

9 Detalles de armado de elementos y reglas particulares

9.1 Generalidades

(1) Los requisitos de seguridad, capacidad de servicio y durabilidad se satisfacen mediante el cumplimiento de las reglas contenidas en este capítulo y las reglas generales indicadas en otros apartados.

(2) La definición de los detalles de armado de los elementos debe ser coherente con los modelos de cálculo adoptados.

(3) Las cuantías mínimas de armadura se establecen para evitar la rotura frágil, las fisuras de gran tamaño y también para resistir las fuerzas procedentes de acciones coaccionadas.

NOTA: Las reglas contenidas en este apartado se refieren, fundamentalmente, a edificios de hormigón armado.

9.2 Vigas

9.2.1 Armadura longitudinal

9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura

(1) El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$.

NOTA: Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción con el fin de controlar la fisuración.

El valor a utilizar de $A_{s,min}$ se establece mediante la expresión (9.1)

$$A_{s,min} = \frac{\mathrm{W}}{z}\frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} \qquad (9.1)$$

donde:

z	es el brazo mecánico en las sección en Estado Límite Último, que puede calcularse de forma aproximada como z = 0,8h
W	es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada
$f_{ctm,fl}$	es la resistencia media a flexotracción
f_{yd}	es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

De forma alternativa, y en el caso de elementos secundarios en los que sea admisible un cierto riesgo de rotura frágil, $A_{s,min}$ se podrá tomar igual a $1{,}2$ veces el área necesaria en la comprobación en Estado Límite Último.

(2) Las secciones que contengan una cuantía de armadura inferior a $A_{s,min}$ se considerarán como secciones sin armar (véase el apartado 12).

(3) El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,max} = 0{,}04\,A_c$ fuera de las zonas de solape.

(4) Para elementos pretensados con armaduras activas no adherentes de forma permanente, o con cables exteriores de pretensado, se debe comprobar que el momento último resistente es superior al

momento de fisuración a flexión. Será suficiente un momento resistente de $1{,}15$ veces el momento de fisuración.

9.2.1.2 Otros detalles de armado

(1) En construcción monolítica, incluso cuando en proyecto se han considerado apoyos simples, la sección en los apoyos se debe dimensionar para el momento flector resultante de un empotramiento parcial, con un valor de al menos β_1 veces el máximo momento flector en el vano. El valor de β_1 a utilizar será $0{,}15$.

NOTA: Se aplica el área mínima de la sección de armadura longitudinal definida en el apartado 9.2.1.1(1).

(2) En los apoyos intermedios de las vigas continuas, el área total de la armadura de tracción A_s de las secciones en T o en cajón debe repartirse sobre el ancho eficaz del ala (véase el apartado 5.3.2). Una parte de esta armadura puede estar concentrada en el ancho del alma (véase la figura A19.9.1).

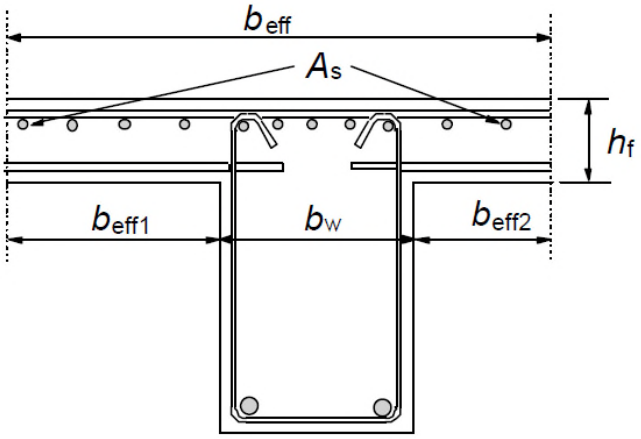


Figura A19.9.1 Disposición de la armadura de tracción en secciones en T o en cajón

(3) Las armaduras longitudinales de compresión (de diámetro ϕ) incluidas en el cálculo de la resistencia, deben sujetarse mediante una armadura transversal con una separación no mayor de 15ϕ.

9.2.1.3 Decalaje de la armadura longitudinal de tracción

(1) En todas las secciones se debe disponer la armadura suficiente para resistir la envolvente de las fuerzas de tracción actuantes, incluyendo el efecto de las fisuras inclinadas en almas y alas.

(2) Para los elementos con armadura de cortante, la fuerza adicional de tracción, ΔF_{td}, debe calcularse de acuerdo con el apartado 6.2.3(7). Para los elementos sin esta armadura de cortante, ΔF_{td} se puede estimar desplazando la ley de momentos una distancia $a_l = d$ de acuerdo con el apartado 6.2.2(5). Esta "regla de decalaje" puede emplearse como alternativa para los elementos con armadura de cortante donde:

$$a_l = z\,(\cot\theta - \cot\alpha)/2 \qquad \text{(notación definida en el apartado 6.2.3)} \qquad (9.2)$$

La fuerza de tracción adicional se muestra en la figura A19.9.2.

(3) La resistencia de las barras, en la zona correspondiente a la longitud de anclaje, puede tenerse en cuenta considerando una variación lineal de la fuerza, véase la figura 9.2. Como simplificación del lado de la seguridad, se podrá ignorar esta contribución.

(4) La longitud de anclaje de una barra levantada que contribuye a la resistencia a cortante, no debe ser inferior a $1{,}3l_{bd}$ en la zona traccionada y $0{,}7l_{bd}$ en la zona comprimida. Se medirá desde el punto de intersección de los ejes de la barra levantada y la armadura longitudinal.

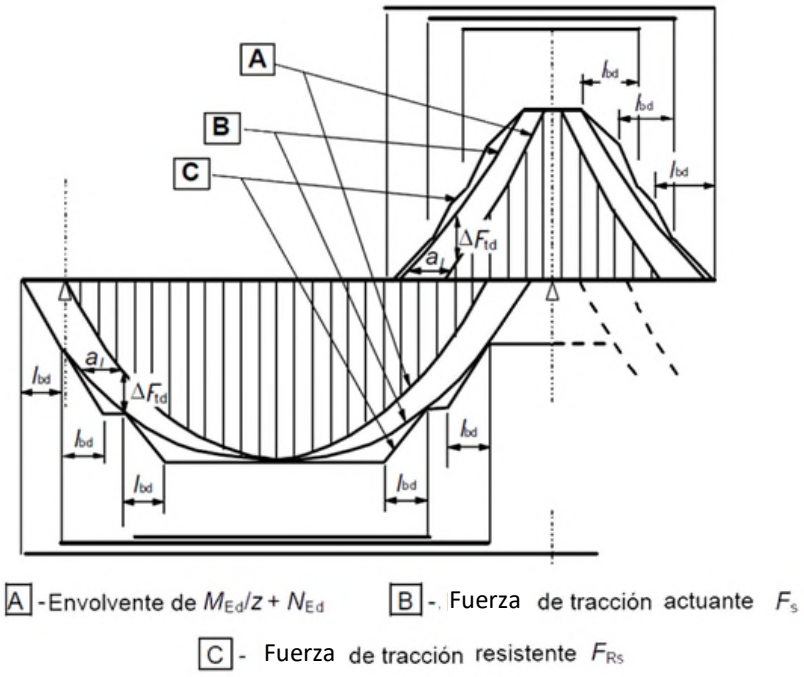


Figura A19.9.2 Imagen del decalaje de la armadura longitudinal, teniendo en cuenta el efecto de las fisuras inclinadas y la resistencia de la armadura en la longitud de anclaje

9.2.1.4 Anclaje de la armadura inferior en los apoyos extremos

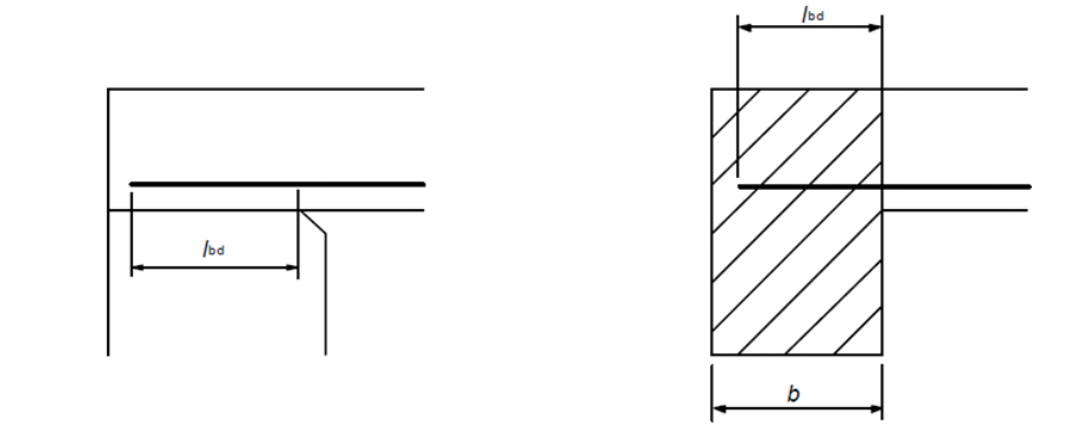
(1) El área de la armadura inferior dispuesta en los apoyos extremos, suponiendo un empotramiento leve o nulo en el cálculo, deberá ser al menos β_2 veces el área de las armaduras dispuestas en el vano. El valor de β_2 a utilizar será $0{,}25$.

(2) La fuerza de tracción que se debe anclar, se puede determinar de acuerdo con el apartado 6.2.3(7) (elementos con armadura de cortante), incluyendo la contribución del esfuerzo axil si existe, o aplicando la regla de decalaje:

$$F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot a_l / z + N_{Ed} \qquad (9.3)$$

donde N_{Ed} es el esfuerzo axil a añadir o quitar al esfuerzo de tracción; para a_l véase el apartado 9.2.1.3(2).

(3) La longitud de anclaje es l_{bd}, de acuerdo con el apartado 8.4.4, medida desde la línea de contacto entre la viga y el apoyo. Se puede tener en cuenta la presión transversal en los apoyos directos. Véase la figura A19.9.3.



a) Apoyo directo: Viga apoyada en muro o pilar

b) Apoyo indirecto: Viga apoyada en otra viga

Figura A19.9.3 Anclaje de la armadura inferior en los apoyos extremos

9.2.1.5 Anclaje de la armadura inferior en los apoyos intermedios

(1) Se aplica el área de armadura que se establece en el apartado 9.2.1.4(1).

(2) La longitud de anclaje no debe ser inferior a 10ϕ (para barras rectas) o al diámetro del mandril (para ganchos y patillas con diámetros mayores o iguales a $16\,mm$), o a dos veces el diámetro del mandril (para otros casos) (véase la figura A19.9.4(a)). Estos valores mínimos son normalmente válidos, pero puede llevarse a cabo un análisis más preciso de acuerdo con el apartado 6.6.

(3) En el proyecto se debe especificar la armadura necesaria para resistir los posibles momentos positivos (por ejemplo en el asiento del apoyo, explosión, etc.). Esta armadura deberá ser continua, lo que se puede conseguir mediante el solape de barras (véase la figura A19.9.4(b) o (c)).

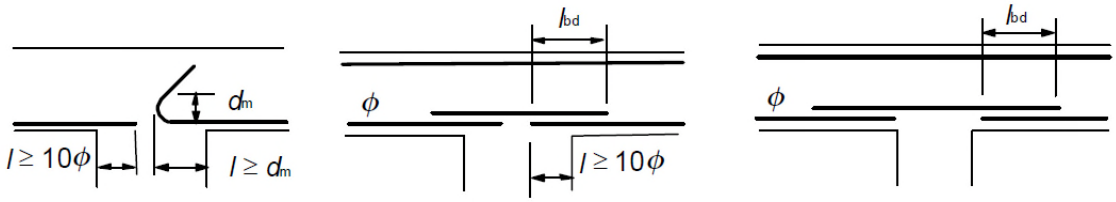


Figura A19.9.4 Anclaje de armadura inferior en apoyos intermedios

9.2.2 Armadura de cortante

(1) La armadura de cortante debe formar un ángulo α comprendido entre $45°$ y $90°$ con el eje longitudinal del elemento estructural.

(2) La armadura de cortante pueden estar compuesta por una combinación de:

- Cercos que envuelven la armadura longitudinal de tracción y la zona de compresión (véase la figura A19.9.5),
- Barras levantadas,
- Jaulas, escaleras, etc. que se hormigonan sin envolver la armadura longitudinal, pero se anclan debidamente en las zonas de tracción y compresión.

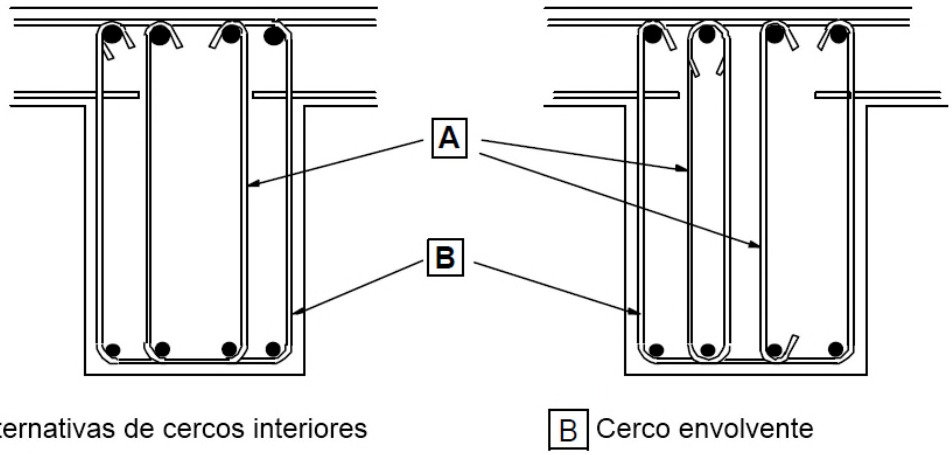


Figura A19.9.5 Ejemplo de armaduras de cortante

(3) Los cercos deben anclarse de forma efectiva. Será admisible un empalme por solape en la barra cerca de la superficie del alma siempre que el cerco no se requiera para resistir la torsión.

(4) La armadura de cortante debe disponerse con una cantidad de cercos igual o superior a β_3 veces la armadura de cortante necesaria. Con carácter general, el valor de β_3 a utilizar será $0{,}5$. En el caso de forjados unidireccionales nervados de canto no superior a $40\ cm$, puede utilizarse armadura básica en celosía como armadura de cortante tanto si se dispone una zapatilla prefabricada como si el nervio es totalmente hormigonado in situ.

(5) La cuantía de armadura de cortante se establece mediante la expresión (9.4):

$$\rho_w = A_{sw}/(s \cdot b_w \cdot sen\ \alpha) \qquad (9.4)$$

donde:

ρ_w es la cuantía de armadura de cortante; ρ_w no debe ser inferior a $\rho_{w,min}$,

$$\rho_{w,min} = \frac{0{,}08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \qquad (9.5)$$

A_{sw} es el área de la armadura de cortante en la longitud s

s es la separación entre las armaduras de cortante medidas a lo largo del eje longitudinal del elemento

b_w es el ancho del alma del elemento

α es el ángulo entre la armadura de cortante y el eje longitudinal (véase el apartado 9.2.2(1)).

(6) La separación longitudinal máxima entre los diferentes tipos de armaduras de cortante no debe exceder $s_{l,max}$

$$s_{l,max} = 0{,}75\ d\ (1 + cotg\alpha) \qquad (9.6)$$

donde α es la inclinación de la armadura de cortante respecto al eje longitudinal de la viga.

(7) La separación longitudinal máxima de las barras levantadas no debe exceder el valor de $s_{b,max}$

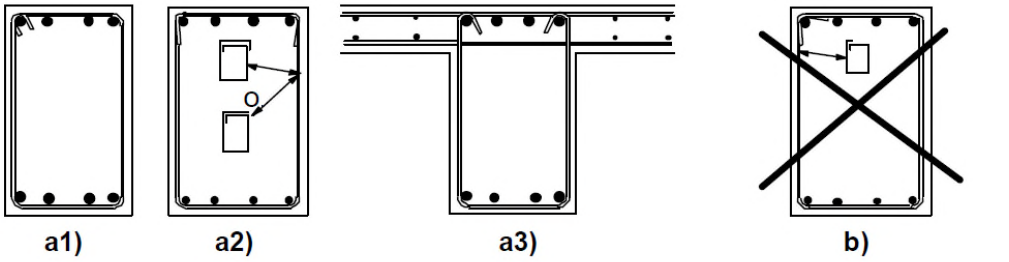
$$s_{b,max} = 0{,}6\ d\ (1 + \cot\alpha) \qquad (9.7)$$

(8) La separación transversal de las ramas en una serie de cercos no debe exceder el valor $s_{t,max}$

$$s_{t,max} = 0{,}75d \leq 600\ mm \qquad (9.8)$$

9.2.3 Armadura de torsión

(1) Los cercos de torsión deben ser cerrados y estar anclados mediante solapes o ganchos (véase la figura A19.9.6), además de ser perpendiculares al eje del elemento estructural.



NOTA: La segunda alternativa de a2) (croquis inferior) debe tener una longitud de solape que abarque completamente la parte superior.

Figura A19.9.6 Ejemplos de la disposición de los cercos de torsión

(2) Las disposiciones del apartado 9.2.2(5) y (6) son, en general, suficientes para disponer los cercos mínimos de torsión necesarios.

(3) La separación longitudinal de los cercos de torsión no debe superar el valor $u/8$ (para la notación véase en el apartado 6.3.2 la figura A19.6.11), el límite establecido en el apartado 9.2.2(6) o la menor dimensión de la sección de la viga.

(4) Las barras longitudinales deben disponerse de forma que exista al menos una barra en cada esquina, distribuyendo el resto de manera uniforme por el perímetro interior del cerco, con una separación máxima de $350\ mm$.

9.2.4 Armadura de piel

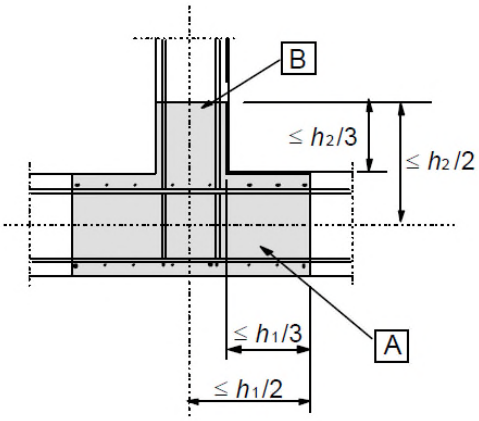
(1) Puede ser necesario disponer una armadura de piel, bien para el control de la fisuración, o bien para asegurar una resistencia adecuada al desconchamiento del recubrimiento.

NOTA: Las reglas para la definición de los detalles de armado de las armaduras de piel se recogen en el Apéndice J.

9.2.5 Apoyos indirectos

(1) En el caso de que una viga se apoye en otra viga, en lugar de en un muro o pilar, se debe disponer la armadura necesaria para resistir la reacción mutua. Esta armadura se añadirá a la necesaria por otros motivos. Esta regla también es aplicable a losas no apoyadas en la parte superior de una viga.

(2) La armadura de soporte en la intersección de dos vigas debe consistir en cercos que envuelvan la armadura principal del elemento de apoyo. Algunos de estos cercos pueden distribuirse fuera del volumen de hormigón común a ambas vigas (véase la figura A19.9.7).



A Viga de apoyo de canto h_1

B Viga apoyada de canto h_2 ($h_1 \geq h_2$)

Figura A19.9.7 Disposición de la armadura de soporte en la zona de intersección de dos vigas (vista en planta)

9.3 Losas macizas

(1) Este apartado se centra en losas unidireccionales y bidireccionales para las que los valores de b y l_{eff} no son inferiores a $5h$ (véase el apartado 5.3.1).

9.3.1 Armaduras de flexión

9.3.1.1 Generalidades

(1) Para los porcentajes de acero mínimo y máximo en la dirección principal, se aplican los apartados 9.2.1.1(1) y (3).

NOTA: Además de lo establecido en la nota 2 del apartado 9.2.1.1 (1), para losas en las que el riesgo de fallo por rotura frágil es pequeño, $A_{s,min}$ podrá tomarse como 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en Estado Límite Último.

(2) En las losas unidireccionales se debe disponer una armadura transversal secundaria no inferior al 20% de la armadura principal. En las zonas cercanas a los apoyos no será necesario disponer de armadura transversal a las barras principales superiores si no existe flexión transversal.

(3) La separación entre barras no debe superar $s_{max,slabs}$, cuyos límites se establecen a continuación:

$s_{max,slabs} < 300\ mm$,

$s_{max,slabs}$ < tres veces el espesor bruto de la parte de la sección del elemento ($3h$), alma o alas, en las que vayan situadas.

(4) Las reglas indicadas en los apartados 9.2.1.3(1) a (3), 9.2.1.4(1) a (3) y 9.2.1.5(1) a (2) también serán de aplicación, pero tomando $a_l = d$.

9.3.1.2 Armadura de losas en las zonas cercanas a los apoyos

(1) En losas simplemente apoyadas, la mitad de la armadura calculada en el centro de vano se debe prolongar hasta el soporte y debe anclarse conforme al apartado 8.4.4.

NOTA: El decalaje y el anclaje de la armadura debe llevarse a cabo de acuerdo con los apartados 9.2.1.3, 9.2.1.4 y 9.2.1.5.

(2) En el caso de producirse un empotramiento parcial a lo largo de un borde de la losa, pero que no es tenido en cuenta en el cálculo, la armadura superior deberá ser capaz de resistir, al menos, el $25\ \%$ del momento máximo del vano adyacente. Esta armadura deberá extenderse al menos $0{,}2$ veces la longitud del vano adyacente, medida desde la cara del soporte. Además, deberá ser continua en los apoyos intermedios y anclarse en los apoyos extremos. En estos últimos, el momento a resistir se puede reducir al 15% del momento máximo en el vano adyacente.

9.3.1.3 Armadura de las esquinas

(1) Si los detalles de armado previstos sobre un apoyo son tales que restringen el levantamiento de la losa en las esquinas, deberá disponerse la armadura apropiada.

9.3.1.4 Armadura de los bordes libres de la losa

(1) A lo largo de los bordes libres (no apoyados) la losa deberá contener armadura transversal y longitudinal dispuesta como se muestra en la figura A19.9.8.

(2) La armadura dispuesta en una losa puede actuar como armadura de borde.

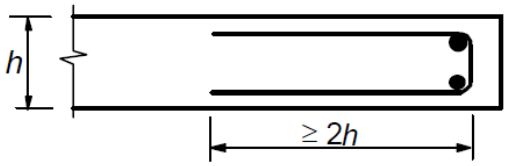


Figura A19.9.8 Armaduras de borde para una losa

9.3.2 Armadura de cortante

(1) Una losa en la que se dispone armadura de cortante debe tener un canto de al menos $200\ mm$.

(2) En los detalles de armado de las armaduras de cortante, se aplicarán el valor mínimo y la definición de la cuantía de armadura establecidos en el apartado 9.2.2, a menos que se vean modificados por los siguientes apartados.

(3) En las losas, si $|V_{Ed}| \leq 1/3\, V_{Rd,max}$ (véase el apartado 6.2), la armadura de cortante puede consistir en su totalidad en barras levantadas o armaduras de cortante.

(4) La separación longitudinal máxima de series sucesivas de cercos se establece mediante:

$$s_{max} = 0{,}75d(1 + \cot\alpha) \qquad (9.9)$$

donde α es la inclinación de la armadura de cortante.

La separación longitudinal máxima entre barras levantadas viene dada por:

$$s_{max} = d \qquad (9.10)$$

(5) La separación transversal máxima de la armadura de cortante no debe exceder el valor $1{,}5d$.

9.4 Losas planas

9.4.1 Losa en pilares interiores

(1) La disposición de las armaduras en la construcción de losas planas debe reflejar el comportamiento en condiciones de trabajo. En general, esto dará lugar a una concentración de la armadura sobre los pilares.

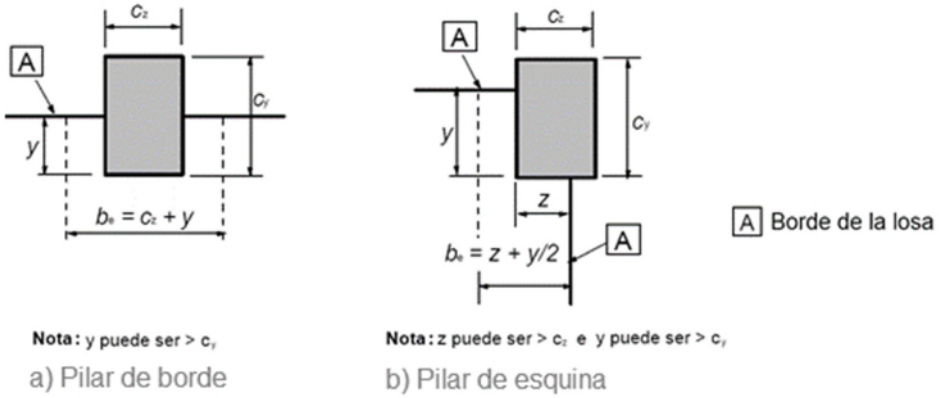
(2) En los pilares interiores, a menos que se lleven a cabo cálculos en servicio más rigurosos, se deberá disponer una armadura superior de área 0,5 A_t en un ancho igual a la suma de $0{,}125$ veces el

ancho del paño a ambos lados del pilar. A_t representa el área de la armadura necesaria para resistir el momento negativo total, procedente de la suma de las dos mitades del paño a cada lado del pilar.

(3) En pilares interiores debe disponerse una armadura inferior ($\geq 2\ barras$) que atraviese el pilar en las dos direcciones principales (ortogonales).

9.4.2 Losa en pilares de borde y de esquina

(1) La armadura perpendicular a un borde libre necesaria para transmitir los momentos flectores de la losa a los pilares de borde o de esquina, debe disponerse a lo largo del ancho eficaz b_e mostrado en la figura A19.9.9.



NOTA: y es la distancia desde el borde de la losa a la cara interna del pilar.

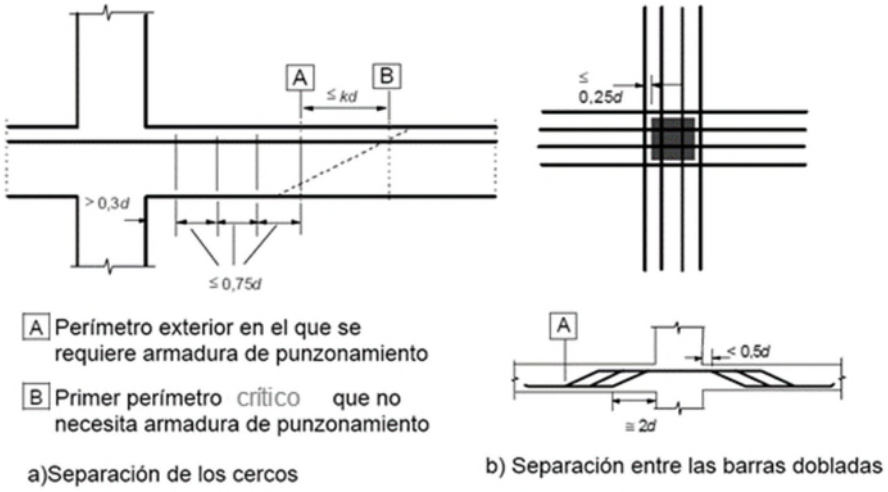
Figura A19.9.9 Ancho eficaz, b_e, de una losa plana

9.4.3 Armadura de punzonamiento

(1) Donde sea necesaria la armadura de punzonamiento (véase el apartado 6.4), deberá disponerse entre el área o pilar cargado y un punto situado a una distancia kd, situado dentro del perímetro crítico en el que deja de ser necesaria la armadura de punzonamiento. Como mínimo, deberán disponerse dos perímetros de cercos (véase la figura A19.9.10), cuya separación no superará $0{,}75d$.

La separación de las ramas de los cercos a lo largo de un perímetro no debe superar el valor $1{,}5d$ dentro del perímetro crítico ($2d$ a partir del área cargada). En el caso de necesitar más armadura de punzonamiento, fuera del perímetro crítico, las ramas de los cercos no deberán tener una separación superior a $2d$ (véase la figura A19.6.22).

Para las barras dobladas dispuestas como se muestra en la figura A19.9.10 b), se considerará suficiente la utilización de un único perímetro de cercos.



NOTA: El valor de k se establece en 6.4.5 (4).

Figura A19.9.10 Armadura de punzonamiento

(2) Cuando se requiera armadura de punzonamiento, el área de una rama del cerco (o equivalente), $A_{sw,min}$, viene dada por la expresión (9.11).

$$A_{sw,min} \cdot (1{,}5 \cdot sen\,\alpha + \cos\alpha)/(s_r \cdot s_t) \geq 0{,}08\sqrt{(f_{ck})/f_{yk}} \qquad (9.11)$$

donde:

α	es el ángulo entre la armadura de punzonamiento y la armadura principal (es decir, para cercos verticales $\alpha = 90°$ y $sen\,\alpha = 1$)
s_r	es la separación de los cercos de punzonamiento en la dirección radial
s_t	es la separación de los cercos de punzonamiento en la dirección tangencial
f_{ck}	se expresa en N/mm^2.

En el cálculo del punzonamiento solo se puede incluir la componente vertical de las armaduras activas que pasen a una distancia no superior a $0{,}5d$ del pilar.

(3) Las barras levantadas que atraviesan la zona cargada, o pasan a una distancia inferior a $0{,}25d$ de la misma, pueden utilizarse como armadura de punzonamiento (véase la figura A19.9.10 b) superior).

(4) La distancia entre la cara del soporte o el perímetro del área cargada y la armadura de cortante más cercana tenida en cuenta en el cálculo, no debe superar $d/2$. Esta distancia debe tomarse en el nivel de la armadura de tracción. Si se dispone una única línea de barras levantadas su pendiente podrá reducirse a $30°$.

9.5 Pilares

9.5.1 Generalidades

(1) Este apartado hace referencia a los pilares cuya mayor dimensión h no es superior a 4 veces la menor dimensión b.

9.5.2 Armadura longitudinal

(1) Las barras longitudinales deben tener un diámetro superior a $\phi_{min} = 12\ mm$.

(2) La cantidad total de armadura longitudinal no debe ser inferior a $A_{s,min.}$

En el caso general, para las secciones sometidas a compresión simple o compuesta, se adoptan unas cuantías mínimas para las armaduras principales a compresión en cada cara que cumplan las expresiones siguientes y cuyo esquema está representado en la figura A19.9.11.

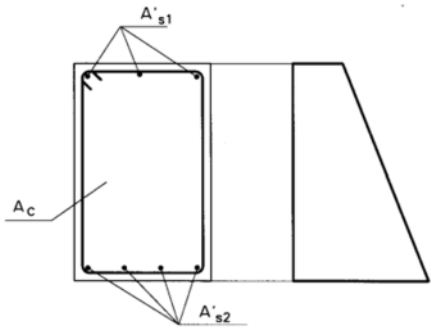


Figura A19.9.11 Armaduras longitudinales en pilares

$$A'_{s1,min} = \frac{0{,}05 N_{Ed}}{f_{yc,d}}$$

$$A'_{s2,min} = \frac{0{,}05 N_{Ed}}{f_{yc,d}}$$

donde:

$f_{yc,d}$	resistencia de cálculo del acero a compresión $f_{yc,d} = f_{yd} \nearrow 400$ N/mm^2
N_{Ed}	esfuerzo axil de cálculo de compresión
f_{cd}	resistencia de cálculo del hormigón en compresión
A_C	área de la sección total de hormigón.

Cuando se trate de secciones sometidas a compresión simple armadas simétricamente, se adopta el siguiente valor de cuantía mínima:

$$A_{s,min.} = \frac{0{,}10\, N_{Ed}}{f_{yd}} \qquad (9.12)$$

(3) El área de la armadura longitudinal no debe superar $A_{s,max} = 0{,}04Ac$, fuera de las zonas de solape, ni 0,08 A_c dentro de las mismas.

(4) Para pilares con sección poligonal se debe disponer, como mínimo, una barra en cada esquina. El número de barras longitudinales en un pilar circular no debe ser inferior a cuatro.

9.5.3 Armadura transversal

(1) El diámetro de la armadura transversal (cercos, ganchos en U, o armadura helicoidal) no debe ser inferior a $6\,mm$ o a un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales. El diámetro de los elementos de las mallas electrosoldadas para la armadura transversal no debe ser inferior a $5\,mm$.

(2) La armadura transversal debe anclarse adecuadamente.

(3) La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debe superar $s_{cl,tmax}$, cuyo valor viene definido por la siguiente expresión:

$$S_{cl,max} \leq (15\phi_{min}; 300\,mm; \min(G, h))$$

donde ϕ_{min} es el diámetro mínimo de la armadura.

(4) La separación máxima necesaria que se establece en el punto (3) debe reducirse mediante un coeficiente de valor $0{,}6$:

(i) en las secciones dispuestas a lo largo de una distancia menor o igual a la mayor dimensión de la sección del pilar, tanto encima como debajo de la viga o losa,

(ii) en las proximidades de las zonas de solape de las armaduras, en el caso en el que el diámetro máximo de las barras longitudinales sea superior a $14\,mm$. Además, será necesaria la disposición de un mínimo de 3 barras transversales, colocadas de forma uniforme a lo largo de toda la longitud del solape.

(5) En el caso de que cambie la dirección de las barras longitudinales, (por ejemplo en los cambios de las dimensiones de los pilares), la separación de las barras transversales debe calcularse teniendo en cuenta los esfuerzos transversales asociados. Estos efectos se pueden ignorar si el cambio de dirección tiene una pendiente inferior o igual a $1/12$.

(6) Toda barra o grupos de barras longitudinales colocadas en una esquina deben estar sujetas mediante una armadura transversal. Ninguna barra de la zona de compresión debe estar a una distancia superior a $150\,mm$ de otra que se encuentre sujeta.

9.6 Muros

9.6.1 Generalidades

(1) Este apartado hace referencia a muros de hormigón armado con una relación longitud-espesor mayor o igual a 4 y en los que se tiene en cuenta la armadura en el cálculo de la resistencia. La cantidad de armadura y los detalles de armado pueden obtenerse a partir de un modelo de bielas y tirantes (véase el apartado 6.5). Para muros sometidos principalmente a una flexión fuera de su plano, se aplicarán las reglas establecidas para las losas (véase el apartado 9.3).

9.6.2 Armadura vertical

(1) El área de la armadura vertical debe estar comprendida entre $A_{s,vmin}$ y $A_{s,vmax}$.

Para la cuantía mínima de armadura vertical en muros, se adopta $A_{s,vmin} = 0{,}002A_c$ (colocando un 60% de la misma en la cara traccionada).

Para la cuantía máxima de armadura vertical en muros, se adopta $A_{s,vmax} = 0{,}04\,A_c$.

(2) En el caso de que el cálculo obligue a disponer un valor de área mínima de armadura $A_{s,vmin}$, deberá disponerse la mitad de esta área en cada cara.

(3) La distancia entre dos barras verticales contiguas no debe ser mayor que el menor valor entre $400\,mm$ y 3 veces el espesor del muro.

9.6.3 Armadura horizontal

(1) En cada cara del muro debe disponerse armadura horizontal en sentido longitudinal, paralela a las caras (y a los bordes libres). El área de estas armaduras no deberá ser inferior a $A_{s,hmin}$, cuyos valores se establecen a continuación.

$A_{s,hmin} = 0{,}004\,A_c$ si $f_{yk} = 400$ N/mm^2

$A_{s,hmin} = 0{,}0032\,A_c$ si $f_{yk} = 500$ N/mm^2

La armadura horizontal deberá repartirse en las dos caras. Además, se adoptan las siguientes reglas sobre colocación:

- en el caso de muros vistos por ambas caras, deberá disponerse la mitad de la armadura en cada cara,
- en caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm, distribuidos en dos zonas de 25 cm en cada cara e ignorando la zona central que queda entre ambas zonas.

La cuantía mínima horizontal podrá reducirse a $A_{s,hmin} = 0{,}002\, A_c$, en cualquiera de los siguientes casos:

- cuando la altura del fuste del muro sea superior a 2,5 m, y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro,
- cuando se dispongan juntas verticales de contracción a distancias inferiores a 7,5 m.

(2) La separación entre dos barras horizontales adyacentes no debe ser mayor de $400\ mm$.

9.6.4 Armadura transversal

(1) En cualquier parte del muro en la que el área total de la armadura vertical de ambas caras sea mayor que $0{,}02\, A_c$, se deberá disponer armadura transversal en forma de cercos, de acuerdo con los requisitos para pilares (véase el apartado 9.5.3). La mayor dimensión a la que se hace referencia en el apartado 9.5.3(4)(i) no deberá tomarse superior a 4 veces el espesor del muro.

(2) En el caso de que la armadura principal esté cercana a las caras del muro, la armadura transversal debe disponerse en forma de cercos, situando al menos 4 por m^2 de superficie de muro.

NOTA: No será necesario disponer armadura transversal donde se utilicen mallas electrosoldadas y barras de diámetro $\phi \leq 16\ mm$ con un recubrimiento de hormigón superior a 2ϕ.

9.7 Vigas de gran canto

(1) En vigas de gran canto (para su definición véase el apartado 5.3.1(3)) se debe disponer una malla de armadura ortogonal cerca de cada cara, con un valor mínimo de $A_{s,dbmin} = 0{,}001\, A_c$, pero que no debe ser inferior a $150\ mm^2/m$ en cada cara y dirección de la armadura.

(2) La distancia entre dos barras adyacentes de la malla no debe superar el menor valor entre $300\ mm$ y dos veces el espesor de la viga.

(3) Para lograr el equilibrio en el nudo (véase el apartado 6.5.4), la armadura correspondiente a los tirantes considerados en el modelo de cálculo deberá anclarse completamente mediante el doblado de barras, el empleo de cercos en U o de dispositivos de anclaje, a menos que se disponga una longitud suficiente, entre el nudo y el extremo de la viga, que permita una longitud de anclaje igual a l_{bd}.

9.8 Cimentaciones

9.8.1 Encepados

Las cimentaciones profundas quedan fuera del ámbito de este Código Estructural.

9.8.2 Zapatas de pilares y muros

9.8.2.1 Generalidades

(1) La armadura principal debe anclarse de acuerdo con los requisitos establecidos en 8.4 y 8.5. Se debe disponer un diámetro mínimo de barra $\phi_{min} = 12\ mm$. En zapatas, se puede emplear el modelo de cálculo que se indica en el apartado 9.8.2.2.

(2) La armadura principal de las zapatas circulares puede ser ortogonal y concentrarse en la parte central de la misma, para un ancho del $50\,\% \pm 10\,\%$ del diámetro de la zapata (véase la figura

A19.9.12). En este caso y con el fin de llevar a cabo el cálculo, las zonas sin armar del elemento deben considerarse como zonas de hormigón en masa.

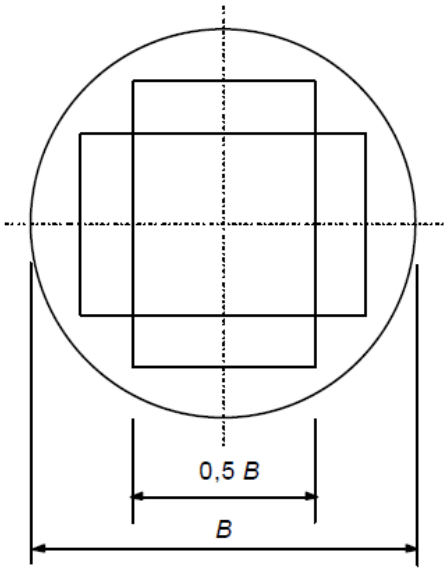


Figura A19.9.12 Armadura ortogonal en una zapata circular sobre el suelo

(3) Si los efectos de las acciones producen tracciones sobre la superficie superior de la zapata, deberán comprobarse las tensiones de tracción resultantes y armarse en consecuencia.

9.8.2.2 Anclaje de barras

(1) El esfuerzo de tracción en la armadura se determina a partir de las condiciones de equilibrio, teniendo en cuenta el efecto de las fisuras inclinadas (véase la figura A19.9.13). La fuerza de tracción, F_s, en un punto x, debe anclarse en el hormigón a lo largo de la misma distancia x desde el borde de la zapata.

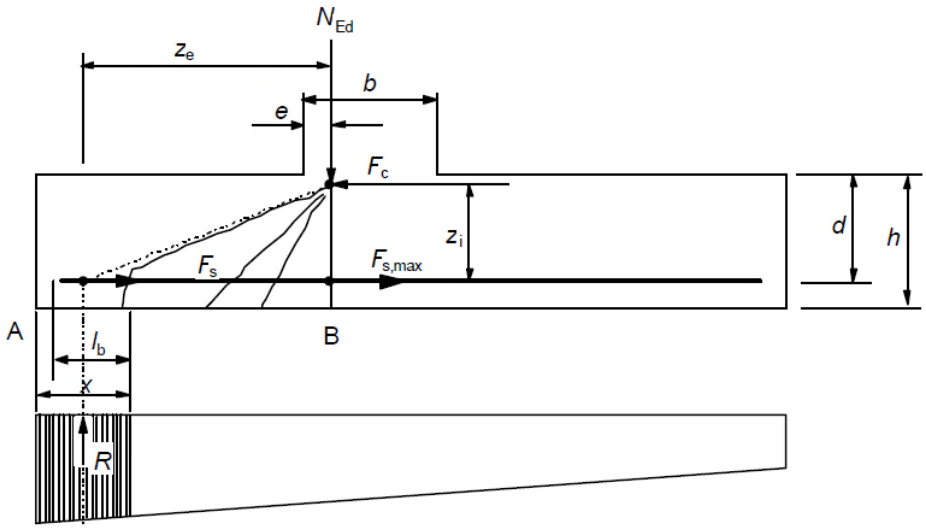


Figura A19.9.13 Modelo de fuerza de tracción con respecto a las fisuras inclinadas

(2) La fuerza de tracción a anclar viene dada por:

$$F_s = R \cdot z_e / z_i \qquad (9.13)$$

donde:

R	es la resultante de la presión del terreno dentro de la distancia x
z_e	es el brazo mecánico externo, es decir, la distancia entre R y el esfuerzo vertical N_{Ed}
N_{Ed}	es el esfuerzo vertical correspondiente a la presión total del suelo entre las secciones A y B
z_i	es el brazo mecánico interno, es decir, la distancia entre la armadura y la fuerza horizontal F_c
F_c	es la fuerza de compresión correspondiente al máximo esfuerzo de tracción $F_{s,max.}$

(3) Los brazos mecánicos z_e y z_i se pueden determinar en relación con las zonas de compresión necesarias para N_{Ed} y F_c respectivamente. Como simplificación, z_e puede determinarse suponiendo $e = 0{,}15b$ (véase la figura A19.9.13) y z_i se puede tomar igual a $0{,}9d$.

(4) La longitud de anclaje disponible para las barras rectas viene indicada como l_b en la figura A19.9.13. Si esta longitud no es suficiente para anclar F_s, las barras podrán doblarse para incrementar la longitud disponible, o podrán disponerse dispositivos de anclaje en sus extremos.

(5) Para las barras rectas sin anclaje en los extremos, el valor mínimo de x es el más crítico. Como simplificación, se puede adoptar $x_{min} = h/2$. Para otros tipos de anclaje, valores mayores de x pueden ser aún más críticos.

9.8.3 Vigas de atado

(1) Las vigas de atado pueden utilizarse para suprimir la excentricidad de la carga en las cimentaciones. Las vigas deben proyectarse para resistir los momentos flectores y los esfuerzos cortantes resultantes. Se deberá disponer un diámetro mínimo de barra, $\phi_{min} = 12\,mm$, para la armadura que resiste los momentos flectores.

(2) En el caso de que la actuación de la maquinaria de compactación pudiera dar lugar a efectos sobre las vigas de atado, estas deben calcularse para una carga mínima descendente de valor $q_1 = 10\ kN/m$.

9.8.4 Zapatas de pilares sobre roca

(1) Se debe disponer una armadura transversal adecuada para resistir los esfuerzos de hendimiento de la zapata que aparecen cuando la presión sobre el suelo en Estados Límite Últimos es mayor que $q_2 = 5\ N/mm^2$. Esta armadura puede distribuirse uniformemente en la dirección de la fuerza de hendimiento sobre la altura h (véase la figura A19.9.14). Se deberá disponer un diámetro mínimo de barra, $\phi_{min} = 12\ mm$.

(2) La fuerza de hendimiento, F_s, puede calcularse como se indica (véase la figura A19.9.14):

$$F_s = 0{,}25(1 - c/h)N_{Ed} \qquad (9.14)$$

donde h es el menor valor entre b y H.

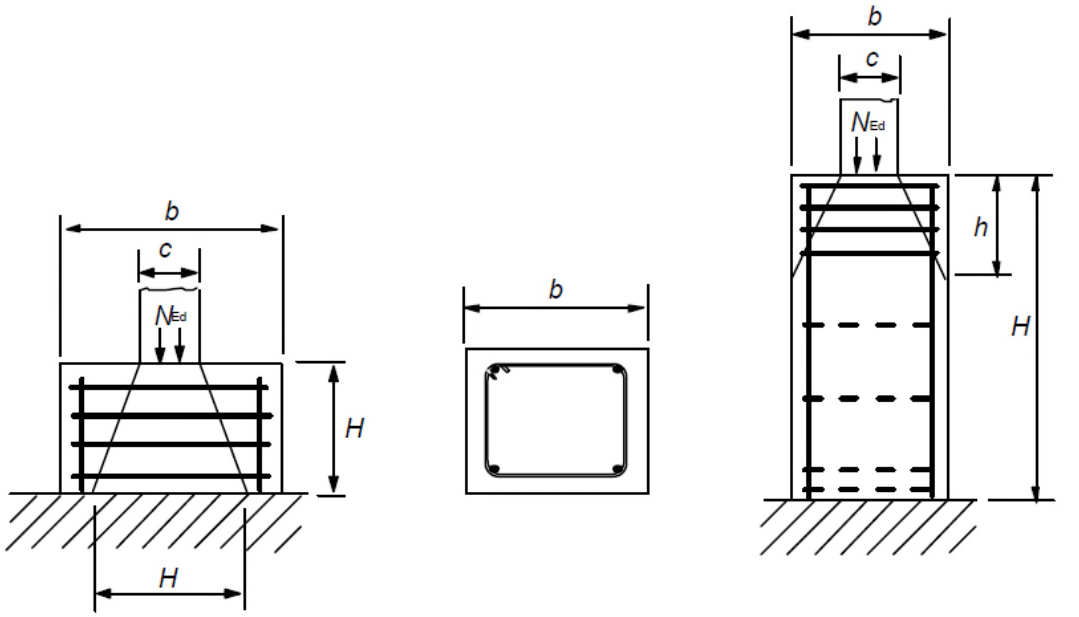


Figura A19.9.14 Armadura de hendimiento en zapatas sobre roca

9.9 Regiones con discontinuidad en la geometría o en las acciones

(1) Las regiones tipo D deben calcularse mediante modelos de bielas y tirantes de acuerdo con el apartado 6.5 y disponer los detalles de armado indicados en el apartado 8.

NOTA: Para más información, se deberá consultar el Apéndice J.

(2) La armadura correspondiente a los tirantes debe estar completamente anclada mediante un anclaje de longitud l_{bd}, de acuerdo con el apartado 8.4.

9.10 Armaduras de atado

9.10.1 Generalidades

(1) Las estructuras que no estén calculadas para resistir situaciones accidentales deberán tener un sistema de atado adecuado, destinado a prevenir un agotamiento progresivo mediante la disposición de trayectorias alternativas para las cargas después de que se produzcan los daños. Para satisfacer este requisito, se establecen una serie de sencillas reglas expuestas a continuación.

(2) Se deben disponer las siguientes armaduras de atado:

- armaduras de atado perimetrales,
- armaduras de atado interiores,
- armaduras de atado horizontales de pilares o muros,
- si es necesario, armaduras de atado verticales, en particular en los edificios construidos con paneles prefabricados.

(3) En el caso de un edificio dividido en partes estructuralmente independientes mediante juntas de dilatación, cada parte deberá contar con un sistema de atado independiente.

(4) En el cálculo de las armaduras de atado, puede suponerse que la armadura actúa con su resistencia característica y es capaz de transmitir los esfuerzos de tracción definidos en los siguientes apartados.

(5) En pilares, muros, vigas y forjados con armadura dispuesta para otros propósitos, podrá considerarse que esta proporciona una parte o la totalidad de la correspondiente al atado.

9.10.2 Dimensionamiento de las armaduras de atado

9.10.2.1 Generalidades

(1) Las armaduras de atado se dispondrán como una armadura mínima y no como una adicional a la exigida por el cálculo estructural.

9.10.2.2 Armaduras de atado perimetrales

(1) En todos los forjados, incluida la cubierta, debe disponerse una armadura de atado perimetral continua a menos de $1{,}2\ m$ del borde. Esta puede incluir la armadura utilizada como parte del atado interno.

(2) La armadura de atado perimetral debe ser capaz de resistir una fuerza de tracción:

$$F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \geq Q_2 \qquad (9.15)$$

donde:

$F_{tie,per}$ es la fuerza en el elemento de atado (en este caso de tracción)

l_i longitud del vano extremo

$q_1 = 10\ kN/m$

$Q_2 = 70\ kN$.

(3) Las estructuras con bordes interiores (por ejemplo, atrios, patios, etc.) deben tener una armadura de atado perimetral como la dispuesta en los bordes exteriores, que debe anclarse completamente.

9.10.2.3 Armaduras de atado interiores

(1) Estas armaduras de atado deben disponerse en cada forjado, incluida la cubierta, en dos direcciones aproximadamente perpendiculares. Deberán ser continuas a lo largo de toda su longitud y estar ancladas a la armadura de atado perimetral en cada extremo, a menos que continúen como armaduras de atado horizontal para pilares y muros.

(2) Las armaduras de atado interiores pueden, parcial o completamente, repartirse uniformemente en las losas, o pueden agruparse en las vigas, muros y otras posiciones adecuadas. En los muros, deberá estar a menos de $0{,}5\ m$ de la parte superior o inferior de las losas de forjado (véase la figura A19.9.15).

(3) En cada dirección, las armaduras de atado interiores deben ser capaces de resistir el valor de cálculo de la fuerza de tracción $F_{tie,int} = 20\ kN/m$ (en kN por metro de ancho).

(4) En los forjados sin capa de compresión, en los que no es posible repartir las armaduras de atado a lo largo de la dirección del vano, las armaduras de atado transversales pueden agruparse a lo largo de las líneas de las vigas. En este caso, la fuerza mínima sobre una línea interna de la viga será:

$$F_{tie} = q_3 \cdot (l_1 + l_2)/2 \geq Q_4 \qquad (9.16)$$

donde:

l_1, l_2 son las longitudes de los vanos (en m) del forjado a cada lado de la viga (véase la figura A19.9.15)

$q_3 = 20\ kN/m$

$Q_4 = 70$ kN.

(5 Las armaduras de atado interiores deben estar conectadas a las armaduras de atado perimetrales, de forma que se asegure la transferencia de esfuerzos.

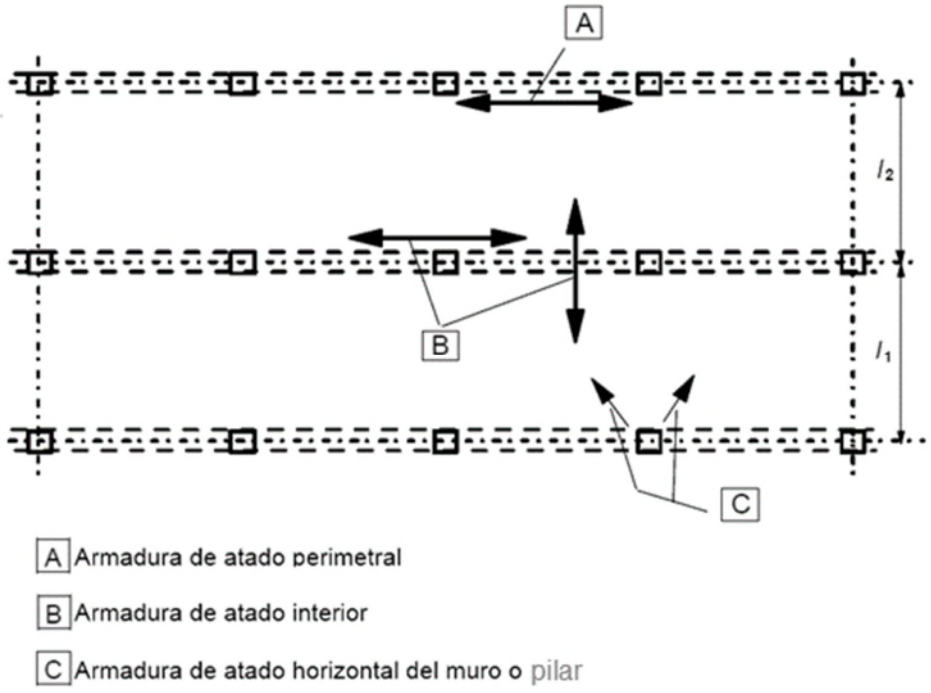


Figura A19.9.15 Esquema de atado para situaciones accidentales

9.10.2.4 Armaduras de atado horizontales de pilares y/o muros

(1) Los pilares y muros de borde deberán atarse horizontalmente a la estructura en cada forjado, incluida la cubierta.

(2) Las armaduras de atado deben ser capaces de resistir una fuerza de tracción $f_{tie,fac} = 20\ kN/m$ (por metro de fachada). Para pilares, es necesario que la fuerza sea inferior a $F_{tie,col} = 150\ kN$.

(3) Los pilares de esquina deben atarse en dos direcciones. En este caso, el acero dispuesto para la armadura de atado perimetral puede utilizarse como armadura de atado horizontal.

9.10.2.5 Armaduras de atado verticales

(1) En los edificios construidos con paneles de 5 o más plantas, deberá disponerse una armadura de atado vertical en los pilares y/o muros para limitar el daño ocasionado por el colapso de una planta, debido a la pérdida accidental del pilar o muro inferior. Estas ataduras deben formar parte de un sistema puente para salvar la zona dañada.

(2) Se deben disponer armaduras de atado verticales y continuas desde el nivel inferior hasta el superior, de forma que sean capaces de trasladar la carga en la situación accidental de cálculo que actúa en el piso que se encuentra sobre el pilar o muro que accidentalmente se ha perdido. Se podrán utilizar otras soluciones, como por ejemplo las basadas en el efecto diafragma de los elementos del muro que se mantienen y/o en el efecto membrana del forjado, si se puede comprobar que se cumple la condición de equilibrio y que la capacidad de deformación es suficiente.

(3) En el caso de que un pilar o muro se apoye en su parte inferior mediante un elemento diferente a una cimentación (por ejemplo vigas o losas planas), deberá considerarse en el cálculo la pérdida accidental de este elemento y se deberá disponer una trayectoria alternativa y adecuada para las cargas.

9.10.3 Continuidad y anclaje de las armaduras de atado

(1) Las armaduras de atado en dos direcciones horizontales deberán ser continuas y estar ancladas en el perímetro de la estructura.

(2) La armadura de atado puede disponerse totalmente embebida en la capa de compresión vertida in situ o en la unión de los elementos prefabricados. En el caso de que la armadura de atado no sea continua en un plano, deberán considerarse los efectos de flexión debidos a las excentricidades.

(3) Las armaduras de atado no deben solaparse en las juntas estrechas entre elementos prefabricados. En estos casos se deben emplear anclajes mecánicos.

10 Reglas adicionales para elementos y estructuras prefabricadas de hormigón

10.1 Generalidades

Este apartado complementa los aspectos recogidos en el Artículo 54 de este Código Estructural.

(1) Las reglas de este apartado se aplican a edificios construidos parcial o totalmente con elementos prefabricados de hormigón y son complementarias a las reglas establecidas en otros capítulos. Los aspectos relativos a la definición de los detalles de armado, la fabricación se recogen en las correspondientes normas de producto.

10.1.1 Términos específicos utilizados en este capítulo

Elemento prefabricado: elemento elaborado en una planta de prefabricados o en un lugar diferente al de su emplazamiento final en la estructura, protegido de las condiciones meteorológicas adversas.

Producto prefabricado: elemento prefabricado elaborado de conformidad con la norma UNE-EN o UNE específica de producto.

Elemento mixto: elemento compuesto por hormigón in situ y prefabricado, con o sin armadura de conexión.

*Forjado de viguetas y bovedilla*s: consiste en nervios prefabricados (o vigas) cuya separación se rellena con bloques, bovedillas cerámicas u otras formas de encofrado perdido, con o sin capa de compresión in situ.

Diafragma: elemento plano sometido a esfuerzos en su plano; puede estar constituido por varios elementos prefabricados conectados entre si.

Tirante (atado): en el contexto de los elementos prefabricados, un tirante es un elemento sometido a tracción, efectivamente continuo, dispuesto en el forjado, muro o pilar.

Elemento prefabricado aislado: elemento que en caso de rotura no puede transferir sus cargas a otros elementos.

Situación transitoria: en lo que se refiere a la construcción con prefabricados de hormigón, las situaciones transitorias incluyen:

- desencofrado,
- transporte al área de almacenamiento.
- almacenamiento (condiciones de carga y apoyo),
- transporte a obra,
- colocación en su posición definitiva (izado),

- montaje (ensamblaje).

10.2 Bases del cálculo, requisitos fundamentales

(1) Los puntos a tener en cuenta de manera específica en el dimensionamiento y diseño de los detalles de proyecto para los elementos y estructuras prefabricadas de hormigón serán los siguientes:

- situaciones transitorias (véase el apartado 10.1.1),
- dispositivos de apoyo, tanto provisionales como permanentes,
- uniones y juntas entre los elementos.

(2) Cuando sea pertinente deben tenerse en cuenta los efectos dinámicos en las situaciones transitorias. En ausencia de un cálculo más preciso, los efectos estáticos se pueden multiplicar por un coeficiente adecuado (véanse también las normas específicas para cada producto prefabricado).

(3) En el caso de que sea necesario en proyecto deben definirse los detalles de los dispositivos mecánicos para permitir un montaje, inspección y sustitución sencillos.

10.3 Materiales

10.3.1 Hormigón

10.3.1.1 Resistencia

(1) Para productos prefabricados con producción continua, sometidos a un sistema de control apropiado, siguiendo las normas del producto, incluido el ensayo de la resistencia a tracción del hormigón, puede utilizarse un análisis estadístico de los resultados de los ensayos para la evaluación de la resistencia a tracción utilizada en las comprobaciones de los Estados Límite de Servicio, como alternativa a los valores establecidos en la tabla A19.3.1.

(2) Se podrán emplear las clases intermedias de resistencia de la tabla A19.3.1.

(3) En el caso de utilizar el curado al vapor en elementos prefabricados de hormigón, la resistencia a compresión media ($f_{cm}(t)$) del hormigón a una edad t anterior a los 28 días puede estimarse utilizando la expresión (3.1), en la que se sustituye la edad del hormigón, t, por la edad del hormigón corregida en función de la temperatura, obtenida de la expresión (B.10) del Apéndice B.

NOTA: El coeficiente $\beta_{cc}(t)$ se debe limitar a 1.

Para determinar el efecto del curado al vapor se podrá emplear la expresión (10.1):

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(t - t_p + 1) \qquad (10.1)$$

donde f_{cmp} es la resistencia media a compresión tras el curado al vapor (es decir, en el momento de la transferencia del pretensado), medida en un tiempo t_p ($t_p < t$) sobre muestras que han sido sometidas a las mismas condiciones y tratamiento que el prefabricado de hormigón.

10.3.1.2 Fluencia y retracción

(1) En elementos prefabricados de hormigón curados al vapor, es admisible estimar los valores de las deformaciones de fluencia de acuerdo con la función de madurez (expresión (B.10) del Apéndice B).

(2) Para calcular las deformaciones de fluencia, en la expresión (B.5) la edad del hormigón en el momento de la carga t_0 (en días) debe reemplazarse por la edad equivalente del hormigón obtenida mediante las expresiones (B.9) y (B.10) del Apéndice B.

(3) En los elementos prefabricados sometidos a un curado al vapor se podrá suponer que:

- la deformación por retracción no es significativa durante el curado al vapor y

- la deformación por retracción autógena es insignificante.

10.3.2 Armadura activa

10.3.2.1 Propiedades mecánicas de la armadura activa

(1) En elementos pretensados deberá considerarse el efecto del incremento de temperatura durante el proceso de curado para el cálculo de las pérdidas por relajación.

NOTA: La relajación se acelera durante la aplicación del curado al vapor si se introduce una variación térmica al mismo tiempo. La velocidad de relajación se reduce al final del tratamiento.

(2) En las funciones de relajación variables con el tiempo e indicadas en el apartado 3.3.2(7), debe incrementarse el tiempo posterior al tesado (t) en un tiempo equivalente,t_{eq}. Con ello se tendrá en cuenta los efectos del tratamiento térmico en las pérdidas del pretensado debidas a la relajación de la armadura activa. El tiempo equivalente se podrá estimar mediante la expresión (10.2):

$$t_{eq} = \frac{1{,}14^{Tmax-20}}{T_{max-20}} \sum_{i=1}^{n} \left(T_{(\Delta t_i)} - 20\right) \Delta t_i \qquad (10.2)$$

donde:

t_{eq} es el tiempo equivalente (en horas)

$T_{(\Delta t_i)}$ es la temperatura (en ℃) durante el intervalo de tiempo Δt_i

T_{max} es la temperatura máxima (en ℃) durante el tratamiento térmico.

10.5 Análisis estructural

10.5.1 Generalidades

(1) El cálculo deberá tener en cuenta los siguientes aspectos:

- el comportamiento de las unidades estructurales en todas las fases de la construcción, utilizando la geometría apropiada para cada etapa, además de su interacción con otros elementos (por ejemplo, la acción mixta con hormigón in situ u otras unidades prefabricadas),
- el comportamiento del sistema estructural considerando el comportamiento de las uniones entre elementos, con especial atención a las deformaciones reales y la resistencia de las conexiones,
- las incertidumbres producidas por las desviaciones en la geometría, en el posicionamiento de los elementos y apoyos, influyen en la coacción y transmisión de esfuerzos entre los diferentes elementos.

(2) El efecto favorable de la coacción horizontal originada por el rozamiento debido al peso de los elementos apoyados, puede utilizarse únicamente en zonas que carezcan de riesgo sísmico (utilizando $\gamma_{G,inf}$) y donde:

- La estabilidad global de la estructura no solo dependa del rozamiento,
- la disposición de los apoyos evite la posibilidad de acumular un deslizamiento irreversible de los elementos, tales como el causado por un comportamiento desigual bajo acciones alternas (por ejemplo, los efectos térmicos cíclicos en los bordes de contacto de elementos simplemente apoyados),
- se elimine la posibilidad de que se den cargas de impacto significativas.

(3) Se deberán considerar los efectos de los desplazamientos horizontales en el cálculo de la resistencia de la estructura y la integridad de las uniones.

10.5.2 Pérdidas del pretensado

(1) El procedimiento de curado al vapor en elementos prefabricados de hormigón provoca la aparición de una pérdida térmica específica, ΔP_θ, como consecuencia de la reducción de la tensión de tracción en las armaduras activas y de la dilatación coartada del hormigón debida al incremento de temperatura. Esta pérdida puede estimarse mediante la expresión (10.3)

$$\Delta P_\theta = 0{,}5\, A_p\, E_p \alpha_c (T_{max} - T_0) \qquad (10.3)$$

donde:

A_p es el área de las armaduras activas

E_p es el módulo de elasticidad de las armaduras activas

α_c es el coeficiente de dilatación térmica del hormigón (véase el apartado 3.1.3(5))

$T_{max} - T_0$ es la diferencia entre la temperatura máxima y la inicial en el hormigón próximo a las armaduras activas, en ℃.

NOTA: Cualquier pérdida del pretensado ΔP_θ producida por el alargamiento debido al curado al vapor, puede despreciarse si se aplica un precalentamiento a las armaduras activas.

10.9 Reglas particulares para el cálculo y definición de los detalles de proyecto

10.9.1 Momentos de empotramiento en losas

(1) Los momentos de empotramiento pueden ser resistidos mediante la armadura superior dispuesta en la capa de compresión o bien en el macizado de los alveolos. En el primer caso, el esfuerzo rasante en la unión debe comprobarse de acuerdo con el apartado 6.2.5. En el segundo caso, la transferencia de los esfuerzos entre el macizado de hormigón in situ y la losa alveolar deberá comprobarse de acuerdo con el apartado 6.2.5. La longitud de la armadura superior deberá cumplir lo establecido en el apartado 9.2.1.3.

(2) Se debe disponer una armadura y/o establecer una definición particularizada de los detalles de proyecto, con el fin de tener en cuenta los efectos no previstos y causados por las coacciones en los apoyos de losas simplemente apoyadas.

10.9.2 Unión de muro con forjado

(1) En los elementos de muro dispuestos sobre un forjado de losas la armadura debe disponerse con el fin de tener en cuenta las posibles excentricidades y concentraciones de cargas verticales en los extremos del muro. Para los elementos de forjado véase el apartado 10.9.1(2).

(2) No es necesaria una armadura específica siempre que la carga vertical por unidad de longitud sea $\leq 0{,}5\, h \cdot f_{cd}$, donde h es el espesor del muro (véase la figura A19.10.1). La carga puede incrementarse hasta $0{,}6\, h \cdot f_{cd}$, si se dispone de armadura de acuerdo con la figura A19.10.1, con un diámetro $\phi \geq 6\, mm$ y una separación,s, no superior al menor valor entre h y $200\, mm$. Para cargas mayores la armadura debe calcularse de acuerdo con el punto (1). Se debe realizar una comprobación independiente para el muro inferior.

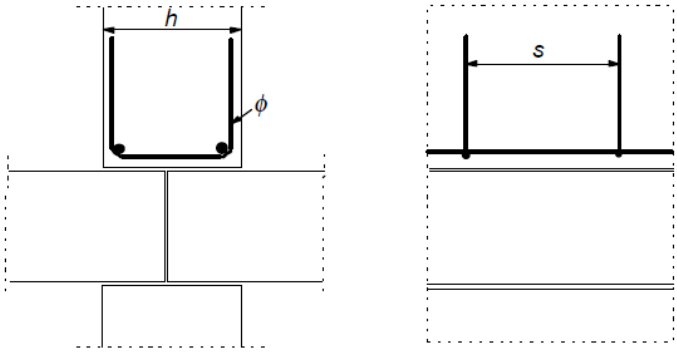


Figura A19.10.1 Ejemplo de armadura en un muro sobre la conexión entre dos losas de forjado

10.9.3 Sistemas de forjados

(1) Las definiciones de los detalles de proyecto relativas a los sistemas de forjados deberán ser coherentes con las hipótesis de cálculo y de dimensionamiento, además de tener en cuenta las normas del producto correspondientes.

(2) En el caso de tener en cuenta un reparto transversal de cargas entre las unidades adyacentes, se debe disponer una unión de cortante adecuada.

(3) Deberán considerarse los efectos de las posibles coacciones de elementos prefabricados, incluso si se han supuesto apoyos simples en el cálculo.

(4) La transferencia del cortante en las uniones puede alcanzarse de diferentes formas. En la figura A19.10.2 se muestran los tres tipos principales de uniones.

(5) La distribución transversal de cargas debe basarse en los cálculos o ensayos, teniendo en cuenta las posibles variaciones de carga existentes entre los elementos prefabricados. El esfuerzo de cortante resultante entre las unidades de forjado debe considerarse en el cálculo de las uniones y las partes adyacentes de los elementos (por ejemplo, nervios y almas exteriores).

Para forjados con una distribución uniforme de cargas, y en ausencia de un análisis más preciso, el esfuerzo de cortante por unidad de longitud se podrá tomar como:

$$v_{Ed} = q_{Ed} \cdot b_e/3 \qquad (10.4)$$

donde:

q_{Ed} es el valor de cálculo de la carga variable (kN/m^2)

b_e es el ancho del elemento.

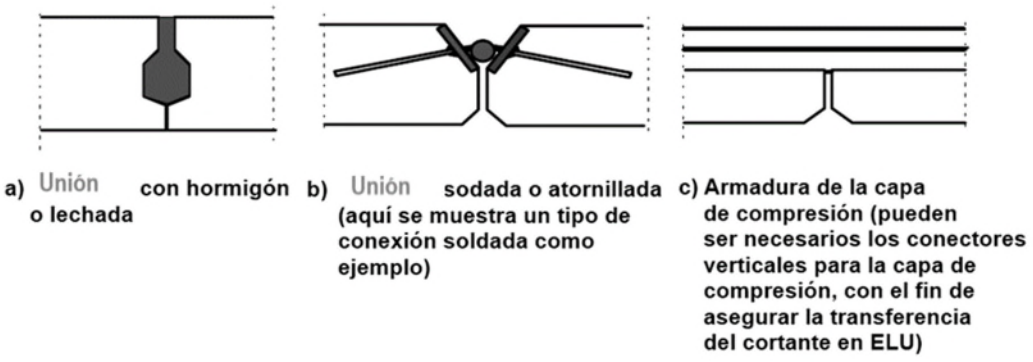


Figura A19.10.2 Ejemplos de uniones para la transferencia del cortante

(6) En el caso de suponer que los forjados prefabricados trabajan como diafragmas para transferir las cargas horizontales a los elementos de arriostramiento, se debe considerar lo siguiente:

- el diafragma debe formar parte de un modelo estructural realista, teniendo en cuenta la compatibilidad de las deformaciones con los elementos de arriostramiento,
- se deben tener en cuenta los efectos de la deformación horizontal en todas las partes de la estructura debidas a la transferencia de las cargas horizontales,
- se debe armar el diafragma para los esfuerzos de tracción supuestos en el modelo estructural,
- debe tenerse en cuenta la concentración de tensiones en los huecos y uniones a la hora de establecer la definición de los detalles de armado.

(7) La armadura transversal para la transferencia del cortante a través del diafragma, puede concentrarse a lo largo de los apoyos, formando sistemas de atado coherentes con el modelo estructural. Esta armadura puede disponerse en la capa de compresión, si existe.

(8) Las piezas prefabricadas con una capa de compresión de al menos $40\ mm$ pueden calcularse como elementos mixtos si se comprueba el rasante en la superficie de contacto, de Acuerdo con el apartado 6.2.5. El elemento prefabricado deberá comprobarse en todas las fases de la construcción, antes y después de que la acción mixta se haga efectiva.

(9) La armadura transversal de flexión y otros esfuerzos, puede disponerse completamente en la capa de compresión. La definición de los detalles de proyecto debe ser coherente con el modelo estructural (por ejemplo si se supone un forjado bidireccional).

(10) Las almas o nervios independientes de la losa (es decir, elementos no conectados para la transferencia del cortante) deben disponerse con una armadura de cortante igual a la correspondiente a las vigas.

(11) Los forjados de vigueta y bovedilla sin capa de compresión pueden analizarse como losas macizas en el caso de que las viguetas transversales ejecutadas in situ se contengan con una armadura continua, a través de las viguetas longitudinales prefabricadas y con una separación s_T acorde con la tabla A19.10.1.

(12) Para la función de diafragma entre los elementos de la losa prefabricada con las uniones hormigonadas o rellenas de mortero, la tensión de rasante media v_{Rdi} deberá limitarse a $0{,}1\ N/mm^2$ para las superficies muy lisas. En cambio, para las superficies lisas y rugosas se limitará a $0{,}15\ N/mm^2$ (véase el apartado 6.2.5 para la definición de las superficies).

Tabla A19.10.1 Separación máxima de viguetas transversales,s_T, para el análisis de forjados de vigueta y bovedilla como losas macizas, s_L es la separación de las viguetas longitudinales, l_L es la longitud (luz) de las viguetas longitudinales y h es el espesor del forjado nervado.

Tipo de cargas impuestas	$s_L \leq l_L/8$	$s_L > l_L/8$
Residencial, nieve	No necesaria	$s_T \leq 12\text{h}$
Otras	$s_T \leq 10\text{h}$	$s_T \leq 8\text{h}$

10.9.4 Uniones y apoyos de los elementos prefabricados

10.9.4.1 Materiales

(1) Los materiales utilizados para las uniones deberán:

- ser estables y durables durante la vida útil de proyecto de la estructura,

- ser química y físicamente compatibles,
- estar protegidos contra las agresiones químicas y físicas,
- tener una resistencia al fuego coherente con la de la estructura.

(2) Las placas de apoyo deberán tener unas propiedades de resistencia y deformación conformes con las hipótesis de cálculo.

(3) Las sujeciones metálicas para los revestimientos, destinadas a clases de exposición distintas de X0 y XC1 (véase la tabla 27.1.a de este Código Estructural) y no protegidas frente al ambiente, deberán ser de un material resistente a la corrosión. También podrán utilizarse recubrimientos protectores si es posible la inspección de estos elementos.

(4) Deberá comprobarse la idoneidad del material antes de llevar a cabo la soldadura, el templado o la conformación en frío de los elementos.

10.9.4.2 Reglas generales para el dimensionamiento y definición de los detalles relativos a las uniones

(1) Las uniones deberán ser capaces de resistir los efectos de las acciones, en coherencia con las hipótesis de cálculo, para ajustarse a las deformaciones necesarias y asegurar un comportamiento robusto de la estructura.

(2) Deberá evitarse la rotura y el desconchamiento prematuro del hormigón en los extremos de los elementos teniendo en cuenta:

- los desplazamientos relativos entre los elementos,
- las imperfecciones,
- los requisitos de montaje,
- la facilidad de ejecución,
- la facilidad de inspección.

(3) La comprobación de la resistencia y la rigidez de las uniones debe basarse en el cálculo, posiblemente asistido por ensayos (para el dimensionamiento asistido por ensayos, véase el Apéndice D del Anejo 18 del Código Estructural). Las imperfecciones deben tenerse en cuenta. En los valores obtenidos de los ensayos, deben tenerse en cuenta las desviaciones desfavorables derivadas de las condiciones de los ensayos.

10.9.4.3 Uniones que transmiten esfuerzos de compresión

(1) Se pueden ignorar los esfuerzos de cortante en las uniones comprimidas si el cortante es inferior al $10\ \%$ del esfuerzo de compresión.

(2) Para las uniones con materiales de apoyo como mortero, hormigón o polímeros, debe impedirse el movimiento relativo entre las superficies en contacto durante el proceso de endurecimiento del hormigón.

(3) Las uniones sin material de apoyo (uniones secas) únicamente deben utilizarse en los casos en los que se garantice una buena calidad en la ejecución. La tensión media en apoyos con superficies planas no deberá superar el valor $0{,}3 f_{cd}$. Las uniones secas, incluidas las superficies curvas (convexas), deben calcularse con la debida consideración de la geometría.

(4) Se deben considerar las tensiones transversales de tracción en los elementos adyacentes. Estas pueden deberse a una concentración de cargas de compresión de acuerdo con la figura A19.10.3 a), o a la deformación transversal de los apoyos de neopreno conforme a la figura A19.10.3 b). En el caso a), la armadura puede calcularse y disponerse de acuerdo con el apartado 6.5. En el caso b) la armadura debe disponerse cerca de las superficies de los elementos adyacentes.

(5) En ausencia de modelos más precisos, la armadura en el caso b) puede calcularse de acuerdo con la expresión (10.5):

$$A_s = 0{,}25\,(t/h)\,F_{Ed}/f_{yd} \qquad (10.5)$$

donde:

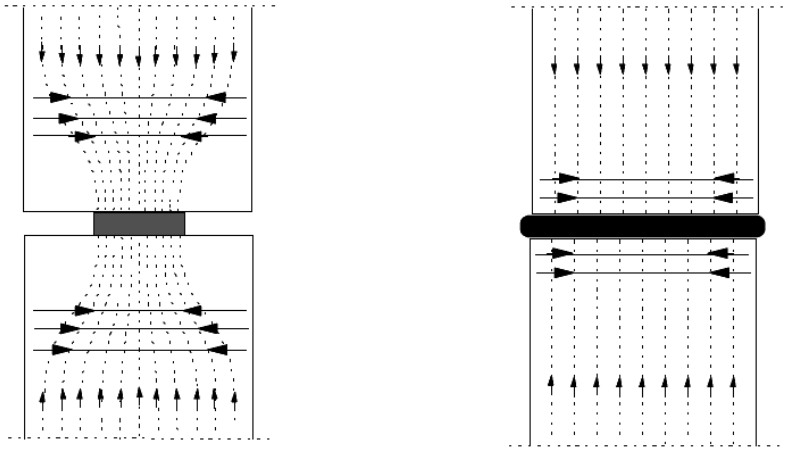
A_s es el área de armadura en cada superficie

t es el espesor de la placa de apoyo

h es la dimensión de la placa de apoyo en la dirección de la armadura

F_{Ed} es el esfuerzo de compresión en la conexión.

(6) La capacidad máxima de las uniones sometidas a compresión se puede determinar de acuerdo con el apartado 6.7, o puede basarse en los resultados de los ensayos (para el cálculo asistido por ensayos véase el Anejo 18 de este Código Estructural).



a) Aparatos de apoyo concentrados b) deformación transversal de los apoyos de neopreno

Figura A19.10.3 Tensiones transversales de tracción en uniones sometidas a compresión

10.9.4.4 Uniones que transmiten los esfuerzos cortantes

(1) Para la transferencia del cortante entre las caras enfrentadas de dos hormigones (por ejemplo, un elemento prefabricado y hormigón in situ) véase el apartado 6.2.5.

10.9.4.5 Uniones que transmiten momentos flectores o esfuerzos de tracción.

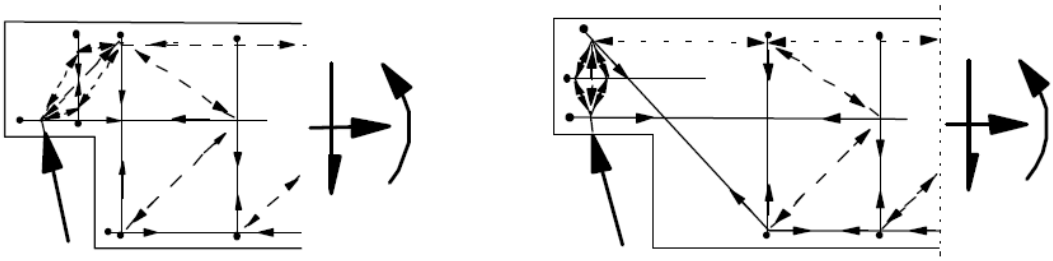
(1) La armadura deberá ser continua a lo largo de la unión y estar anclada en los elementos adyacentes.

(2) La continuidad puede obtenerse mediante:

- solape de barras,
- inyección de lechada en las vainas,
- solape de los ganchos de la armadura,
- soldadura de barras o chapas de acero,
- pretensado,
- dispositivos mecánicos (manguitos roscados o por adherencia),
- conectores embutidos (empalmes a compresión).

10.9.4.6 Juntas a media madera

(1) Las juntas a media madera pueden calcularse utilizando un modelo de bielas y tirantes de acuerdo con el apartado 6.5. En la figura A19.10.4 se indican dos modelos alternativos y sus armaduras. Ambos modelos pueden combinarse.



NOTA: La figura muestra únicamente los elementos principales del modelo de bielas y tirantes.

Figura A19.10.4 Modelos indicativos de la armadura en juntas a media madera

10.9.4.7 Anclaje de las armaduras en los apoyos

(1) La armadura en los apoyos y los elementos de apoyo deben tener una configuración definida en los detalles de proyecto, de forma que permitan asegurar el anclaje en cada nudo, teniendo en cuenta las posibles desviaciones eventuales. En la figura A19.10.5 se muestra un ejemplo de ello.

La longitud de apoyo efectiva a_1 es controlada por la distancia d (véase la figura A19.10.5) desde el borde de los respectivos elementos donde:

$d_i = c_i + \Delta a_i$ con ganchos horizontales u otros tipos de barras ancladas

$d_i = c_i + \Delta a_i + r_i$ con barras verticales dobladas

donde:

c_i es el recubrimiento de hormigón

Δa_i es el margen de tolerancia para la imperfección (véase el apartado 10.5.5.2(1))

r_i es el radio de doblado.

Véase la figura A19.10.5 y el apartado 10.5.5.2(1) para las definiciones de Δa_2 y Δa_3.

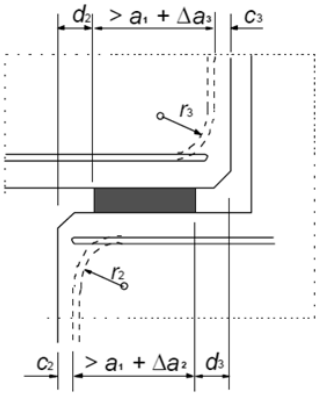


Figura A19.10.5 Ejemplo de la definición de los detalles de proyecto de la armadura en un apoyo

10.9.5 Apoyos

10.9.5.1 Generalidades

(1) Deberá asegurarse el buen funcionamiento de los apoyos mediante la disposición de armadura en los elementos adyacentes, la limitación de las tensiones de los apoyos, así como las disposiciones específicas que permiten tener en cuenta los movimientos o restricciones.

(2) En el cálculo de los elementos adyacentes a apoyos que no permiten el deslizamiento o el giro deben tenerse en cuenta las acciones debidas a la fluencia, retracción, temperatura, falta de alineación, falta de verticalidad, etc.

(3) Los efectos del punto (2) pueden requerir la utilización de una armadura transversal en los apoyos y en los elementos apoyados, y/o armaduras de continuidad para el atado de los elementos entre sí. Además, dichos efectos pueden tener influencia en el cálculo de la armadura principal de estos elementos.

(4) El dimensionamiento de los apoyos, así como la definición de los detalles correspondientes, deberán asegurar un posicionamiento correcto, teniendo en cuenta las desviaciones de la fabricación y el montaje.

(5) Deberán tenerse en cuenta los posibles efectos de los anclajes de pretensado y sus huecos.

10.9.5.2 Apoyos para elementos conectados (no aislados)

(1) La longitud nominal de un apoyo simple, como el que se muestra en la figura A19.10.6, se podrá calcular como:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2} \qquad (10.6)$$

donde:

a_1 es la longitud neta de apoyo que está relacionada con la tensión admisible en el apoyo, $a_1 = F_{Ed}/(b_1 f_{Rd})$, pero no inferior a los valores mínimos de la tabla A19.10.2

F_{Ed} es el valor de cálculo de la reacción del apoyo

b_1 es el ancho neto del apoyo (véase el punto (3))

f_{Rd} es el valor de cálculo de la tensión admisible en el apoyo (véase el punto (2))

a_2 es la distancia considerada como ineficaz más allá del límite exterior del elemento de apoyo (véase la figura A19.10.6 y la tabla A19.10.3)

a_3 es la distancia considerada como ineficaz más allá del límite exterior del elemento apoyado (véase la figura A19.10.6 y la tabla A19.10.4)

Δa_2 es el margen de tolerancia para la distancia entre los elementos de apoyo (véase la tabla A19.10.5)

Δa_3 es el margen de tolerancia para la longitud de los elementos apoyados, $\Delta a_3 = l_n/2500$, donde l_n es la longitud del elemento.

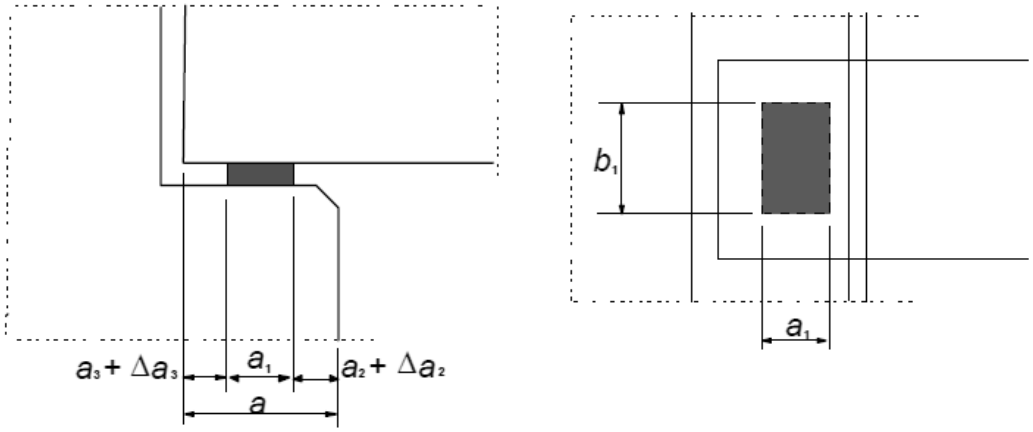


Figura A19.10.6 Ejemplo de apoyo con sus definiciones

Tabla A19.10.2 Valor mínimo de a_1 en mm

Tensión relativa en el apoyo σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0{,}15$	$0{,}15 - 0{,}4$	$> 0{,}4$
Apoyos lineales (forjados, cubiertas)	25	30	40
Forjados de vigas y viguetas	55	70	80
Apoyos concentrados (vigas)	90	110	140

Tabla A19.10.3 Distancia $a_2(mm)$ considerada como ineficaz más allá del límite exterior del elemento de apoyo. En los casos (-) se deben utilizar bloques de hormigón

Material y tipo de apoyo	σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0{,}15$	0,15-0,4	$> 0{,}4$
Acero	lineal	0	0	10
	concentrado	5	10	15
Hormigón armado $f_{ck} \geq 30\ N/mm^2$	lineal	5	10	15
	concentrado	10	15	25
Hormigón en masa y hormigón armado $f_{ck} <$ 30 N/mm²	lineal	10	15	25
	concentrado	20	25	35
Fábrica de ladrillo	lineal	10	15	(-)
	concentrado	20	25	(-)

Tabla A19.10.4 Distancia $a_3(mm)$ considerada como ineficaz más allá del límite exterior del elemento apoyado

Definición de los detalles de armado	Apoyo	
	Lineal	Concentrado
Barras continuas sobre el apoyo (con empotramiento o no en la viga)	0	0
Barras rectas, ganchos horizontales, próximos al extremo del elemento	5	15, pero no inferior al recubrimiento en el extremo

Armaduras activas o barras rectas expuestas en el extremo del elemento	5	15
Ganchos en U verticales	15	Recubrimiento en el extremo + radio interior de doblado

Tabla A19.10.5 Margen de tolerancia Δa_2 para la distancia libre entre las caras de los apoyos. Considerando l como la luz del vano

Material del apoyo	Δa_2
Acero u hormigón prefabricado	$10 \leq l/1200 \leq 30\ mm$
Fábrica de ladrillo u hormigón in situ	$15 \leq l/1200 + 5 \leq 40\ mm$

(2) En ausencia de otras especificaciones, se podrán utilizar los siguientes valores para la tensión admisible en el apoyo:

$f_{Rd} = 0{,}4\ f_{cd}$ para uniones secas (véase el apartado 10.9.4.3(3) para su definición)

$f_{Rd} = f_{bed} \leq 0{,}85 f_{cd}$ para el resto de casos

donde:

f_{cd} es la menor de las resistencias de cálculo del apoyo y del elemento apoyado

f_{bed} es la resistencia de cálculo del material de apoyo.

(3) Si se toman medidas para obtener una distribución uniforme de la presión en el apoyo (por ejemplo mortero, neoprenos o dispositivos similares), el ancho de cálculo del apoyo, b_1, se puede tomar igual al ancho real del apoyo. Si este no es el caso, el valor de b_1 no debe ser mayor de $600\ mm$, salvo que exista un cálculo más preciso.

10.9.5.3 Apoyos para elementos aislados

(1) La longitud nominal deberá ser $20\ mm$ mayor que la de los elementos no aislados.

(2) Si el apoyo permite los desplazamientos en el soporte, la longitud neta de apoyo, a_1, deberá incrementarse de forma que permita dichos movimientos.

(3) Si un elemento está vinculado o coaccionado en un nivel diferente al de su apoyo, la longitud neta de apoyo, a_1, deberá aumentarse para soportar los efectos de los posibles giros alrededor del elemento de vinculación o coacción.

10.9.6 Cimentaciones en cáliz

10.9.6.1 Generalidades

(1) Los cálices de hormigón deberán ser capaces de transferir las acciones verticales, los momentos flectores y los cortantes horizontales de los pilares al terreno. El cáliz debe ser lo suficientemente grande como para permitir un hormigonado correcto por debajo y alrededor del pilar.

10.9.6.2 Cáliz con llaves en su superficie

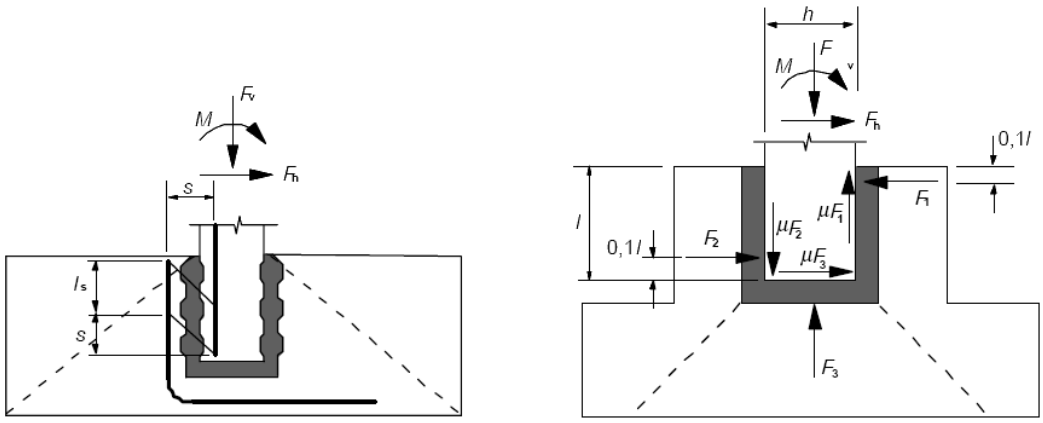
(1) Se puede considerar que los cálices que han sido expresamente fabricados con paredes dentadas o con llaves en su superficie, actúan de forma monolítica con el pilar.

(2) Cuando la transmisión del momento genere esfuerzos verticales de tracción es necesario cuidar la definición de los detalles de armado, como del solape de las armaduras en los pilares y en las cimentaciones, teniendo en cuenta que la separación entre barras solapadas sea la adecuada. La longitud de solape, acorde con el apartado 8.7, debe incrementarse como mínimo en la distancia horizontal entre las barras del pilar y la cimentación (véase la figura A19.10.7(a)). Además, se debe disponer una armadura horizontal adecuada en el solape.

(3) El cálculo de la armadura de punzonamiento debe realizarse como en el caso de pilares y cimentaciones monolíticas, de acuerdo con el apartado 6.4 (véase la figura A19.10.7(a)), siempre que se compruebe la transferencia del cortante entre el pilar y la cimentación. Si esta condición no se cumple, el cálculo del punzonamiento debe realizarse de forma similar al de los cálices de superficies lisas.

10.9.6.3 Cálices con superficies lisas

(1) Puede suponerse que las fuerzas y momentos se transfieren del pilar a la cimentación mediante los esfuerzos de compresión, F_1, F_2 y F_3, a través del hormigón de relleno y de los correspondientes esfuerzos de rozamiento, tal y como se muestra en la figura A19.10.7(b). Este modelo requiere que $l \geq 1{,}2h$.



a) Cáliz con llaves en su superficie **b) Cáliz de pared lisa**

Figura A19.10.7 Cimentaciones en cáliz

(2) El coeficiente de rozamiento no debe tomarse superior a $\mu = 0{,}3$.

(3) Se debe prestar una atención especial a:

- la definición de la armadura de refuerzo para resistir F_1, en la parte superior de las paredes del cáliz,
- la transferencia de F_1 a lo largo de las paredes laterales hasta la zapata,
- el anclaje de la armadura principal en el pilar y en las paredes del cáliz,
- la resistencia a cortante del pilar en el cáliz,
- la resistencia al punzonamiento de la cimentación del cáliz bajo el esfuerzo del pilar, cuyo cálculo debe tener en cuenta el hormigón estructural in situ situado bajo el elemento prefabricado.

10.9.7 Sistemas de atado

(1) Para los elementos tipo placa cargados o solicitados en su plano, por ejemplo muros y forjados actuando como diafragmas, la interacción necesaria puede obtenerse mediante el atado del conjunto de la estructura con armaduras de atado perimetrales y/o interiores.

Los mismos elementos de atado pueden actuar también para prevenir el colapso progresivo, como se indica en el apartado 9.10.

11 Estructuras de hormigón con áridos ligeros

11.1 Generalidades

(1) En este apartado se incluyen una serie de requisitos adicionales a los recogidos en el Anejo 8 de este Código Estructural "Recomendaciones para la utilización de hormigón ligero".

11.1.1 Alcance

(1) Los apartados del 1 al 10 y el 12 de este anejo, serán de aplicación, a menos que sean sustituidas por criterios especiales incluidos en este apartado. Los valores de resistencia que figuran en las expresiones procedentes de la tabla A19.3.1 se sustituirán por los que corresponden a hormigones con áridos ligeros indicados en la tabla A19.11.3.1.

(2) El apartado 11 se aplica a hormigones de estructura cerrada fabricados con áridos ligeros, naturales o artificiales, a menos que la experiencia indique que puede adoptarse, de manera fiable y en condiciones de seguridad criterios diferentes a los establecidos en este apartado.

11.1.2 Notación específica

(1) Para el hormigón ligero se emplea la siguiente notación específica:

HL	las clases resistentes de hormigón con áridos ligeros están precedidas por las letras HL
η_E	coeficiente de conversión para el cálculo del módulo de elasticidad
η_1	coeficiente para determinar la resistencia a tracción
η_2	coeficiente para determinar el coeficiente de fluencia
η_3	coeficiente para determinar la retracción de secado
ρ	densidad del hormigón con áridos ligeros secado en estufa, en kg/m^3.

Para las propiedades mecánicas se utilizará el subíndice adicional l (de ligero).

11.2 Bases de cálculo

(1) Para los hormigones ligeros se puede aplicar el apartado 2 de este anejo sin necesidad de hacer modificaciones.

11.3 Materiales

Se seguirán los requisitos recogidos en el apartado 5.1 del Anejo 8 de este Código Estructural.

11.3.1 Hormigón

(1) Los hormigones con áridos ligeros se clasifican, de acuerdo con su densidad, como se muestra en la tabla A19.11.1. Esta tabla incluye, además, las densidades correspondientes al hormigón en masa y al hormigón armado (con unas cuantías de armaduras normales) que puede utilizarse para el cálculo del

peso propio o las cargas permanentes. De forma alternativa, la densidad se puede establecer como un valor objetivo.

(2) Alternativamente, la contribución de la armadura a la densidad puede determinarse mediante el cálculo.

Tabla A19.11.1 Clases de densidad y densidades de cálculo correspondientes a los hormigones con áridos ligeros

Clase de densidad		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Densidad(kg/m^3)		801-1000	1001-1200	1201-1400	1401-1600	1601-1800	1801-2000
Densidad (kg/m^3)	Hormigón en masa	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	Hormigón armado	1150	1350	1550	1750	1950	2150

(3) La resistencia a tracción del hormigón con áridos ligeros puede obtenerse multiplicando los valores de f_{ct}, indicados en la tabla A19.3.1, por el coeficiente:

$$\eta_1 = 0{,}40 + 0{,}60\,\rho/2200 \qquad (11.1)$$

donde:

ρ es el límite superior de la densidad del hormigón secado en estufa para la clase correspondiente, de acuerdo con la tabla A19.11.1.

11.3.2 Deformación elástica

Se adoptará lo indicado en el apartado 4.1 del Anejo 8 de este Código Estructural.

En el caso de necesitar datos más precisos, por ejemplo cuando las deformaciones son de gran importancia, se deben realizar ensayos para determinar los valores de E_{lcm}, de acuerdo con la norma ISO 6784.

Tabla A19.11.3.1 Características de tensión y deformación del hormigón ligero

Clases resistentes para los hormigones ligeros														Expresión analítica/ Comentarios
$f_{lck}\ (N/mm^2)$	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	
$f_{lcm}\ (N/mm^2)$	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	Para $f_{lck} \geq 20$ $f_{lcm} = f_{lck} + 8\ (N/mm^2)$
$f_{lctm}\ (N/mm^2)$	$f_{lctm} = f_{ctm} \cdot \eta_1$													$\eta_1 = 0{,}40 + 0{,}60\rho/2200$
$f_{lctk,0,05}\ (N/mm^2)$	$f_{lctk,0,05} = f_{ctk,0,05} \cdot \eta_1$													Cuantil del 5%
$f_{lctk,o,95}\ (N/mm^2)$	$f_{lctk,0,95} = f_{ctk,0,95} \cdot \eta_1$													Cuantil del 95%
$E_{lcm}\ (103N/mm^2)$	$E_{lcm} = E_{cm} \cdot \eta_E$													$\eta_E = (\rho/2200)^2$
$\varepsilon_{lc1}(‰)$	$k\, f_{lcm}/(E_{cm} \cdot \eta_E)$ $k = 1{,}1$ para hormigones con áridos ligeros finos. $k = 1{,}0$ para el resto de hormigones con áridos ligeros.													Véase la figura A19.3.2
$\varepsilon_{lcu1}(‰)$	ε_{lc1}													Véase la figura A19.3.2
$\varepsilon_{lc2}(‰)$	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	Véase la figura A19.3.3
$\varepsilon_{lcu2}(‰)$	$3{,}5\,\eta_1$									$3{,}1\ \eta_1$	$2{,}9\ \eta_1$	$2{,}7\ \eta_1$	$2{,}6\ \eta_1$	Véase la figura A19.3.3 $\lvert\varepsilon_{lcu2}\rvert \geq \lvert\varepsilon_{lc2}\rvert$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	
$\varepsilon_{lc3}(‰)$	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	Véase la figura A19.3.4
$\varepsilon_{lcu3}(‰)$	$3{,}5\,\eta_1$									$3{,}1\ \eta_1$	$2{,}9\ \eta_1$	$2{,}7\ \eta_1$	$2{,}6\ \eta_1$	Véase la figura A19.3.4 $\lvert\varepsilon_{lcu3}\rvert \geq \lvert\varepsilon_{lc3}\rvert$

11.3.3 Fluencia y retracción

(1) Para el hormigón con áridos ligeros el coeficiente de fluencia φ puede suponerse igual al valor correspondiente a un hormigón de densidad convencional multiplicado por un coeficiente $(\rho/2200)^2$.

Las deformaciones de fluencia obtenidas deberán multiplicarse por un coeficiente η_2, que se obtiene mediante las siguientes expresiones:

$\eta_2 = 1{,}3$ para $f_{lck} \leq 16$ N/mm^2

$\eta_2 = 1{,}0$ para $f_{lck} \leq 20$ N/mm^2

(2) Los valores de la retracción final de secado para los hormigones ligeros puede obtenerse multiplicando los valores de la tabla A19.3.2, correspondientes a hormigones de densidad convencional, por un coeficiente η_3, que se establece en las siguientes expresiones:

$\eta_3 = 1{,}5$ para $f_{lck} \leq 16$ N/mm^2

$\eta_3 = 1{,}2$ para $f_{lck} \leq 20$ N/mm^2

(3) Las expresiones (3.11), (3.12) y (3.13), que proporcionan información sobre la retracción autógena, establecen los valores máximos para los hormigones con áridos ligeros cuando estos no proporcionan agua a la microestructura durante el secado. Si se emplean áridos ligeros saturados de agua, completa o parcialmente, los valores de la retracción autógena se verán considerablemente reducidos.

11.3.4 Diagramas tensión-deformación para el análisis estructural no lineal

(1) En el caso de hormigones con áridos ligeros los valores de ε_{c1} y ε_{cu1} de la figura A19.3.2 se deben reemplazar por los valores ε_{lc1} y ε_{lcu1} de la tabla A19.11.3.1.

11.3.5 Valores de cálculo de las resistencias a tracción y a compresión

(1) El valor de cálculo de la resistencia a compresión se define como:

$$f_{lcd} = \alpha_{lcc} f_{lck}/\gamma_C \qquad (11.3.15)$$

donde γ_C es el coeficiente parcial de seguridad del hormigón (véase el apartado 2.4.2.4) y α_{lcc} es un coeficiente de acuerdo con 3.1.6(1), cuyo valor será $\alpha_{lcc} = 0{,}85$.

(2) El valor de cálculo de la resistencia a tracción se define como:

$$f_{lctd} = \alpha_{lct} f_{lctk}/\gamma_C \qquad (11.3.16)$$

donde γ_C es el coeficiente parcial de seguridad del hormigón (véase el apartado 2.4.2.4) y α_{lct} es un coeficiente de acuerdo con el apartado 3.1.6(2), cuyo valor será $\alpha_{lct} = 0{,}85$.

11.3.6 Diagrama tensión-deformación para el cálculo de las secciones

(1) En el caso de hormigones con áridos ligeros los valores de ε_{c2} y ε_{cu2} de la figura A19.3.3 se deben reemplazar por los valores ε_{lc2} y ε_{lcu2} de la tabla A19.11.3.1.

(2) De igual forma los valores de ε_{c3} y ε_{cu3} de la figura A19.3.4 se deben reemplazar por los valores ε_{lc3} y ε_{lcu3} de la tabla A19.11.3.1.

11.3.7 Hormigón confinado

(1) Si no se dispone de una información más precisa, se podrá utilizar el diagrama tensión-deformación que de la figura A19.3.6, pero con un incremento de la resistencia y deformación característica de acuerdo con:

$$f_{lck,c} = f_{lck}(1{,}0 + k\,\sigma_2/f_{lck}) \qquad (11.3.24)$$

donde k tiene varios valores en función de los tipos de áridos:

$k = 1{,}1$ para hormigón con árido grueso ligero y árido fino normal

$k = 1{,}0$ para hormigones con todos los áridos ligeros, tanto el grueso como el fino

$$\varepsilon_{lc2,c} = \varepsilon_{lc2}(f_{lckc}/f_{lck})^2 \quad (11.3.26)$$

$$\varepsilon_{lcu2,c} = \varepsilon_{lcu2} + 0{,}2\,\sigma_2/f_{lck} \quad (11.3.27)$$

donde ε_{lc2} y ε_{lcu2} se establecen en la tabla A19.11.3.1.

11.4 Durabilidad y recubrimiento de la armadura

Se adoptará lo indicado en el apartado 6 del Anejo 8 de este Código Estructural.

11.4.1 Condiciones ambientales

(1) Las clases de exposición indicadas en la tabla A19.4.1 pueden utilizarse tanto para los hormigones con áridos ligeros como para los hormigones convencionales.

11.4.2 Recubrimiento y propiedades del hormigón

(1) Para los hormigones con áridos ligeros, los valores mínimos de recubrimiento establecidos en el apartado 4.4.1 deberán incrementarse en $5\ mm$.

11.5 Análisis estructural

11.5.1 Capacidad de giro

NOTA: Para el hormigón con áridos ligeros, se debe multiplicar el valor de $\theta_{pl,d}$, indicado en la figura 5.6, por un coeficiente $\varepsilon_{lcu2}/\varepsilon_{cu2}$.

11.6 Estados Límite Últimos

11.6.1 Elementos que no requieren armadura de cortante

(1) El valor de cálculo de la resistencia a cortante, $V_{lRd,c}$ de un elemento de hormigón ligero sin armadura de cortante se establece mediante:

$$V_{lRd,c} = \left[C_{lRd,c}\eta_1\, k\, (100\,\rho_l f_{lck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}\right]b_w d \geq \left(\eta_1 v_{l,min} + k_1\sigma_{cp}\right)b_w d \quad (11.6.2)$$

donde η_1 se define en la expresión (11.1), f_{lck} se toma de la tabla A19.11.3.1 y σ_{cp} es la tensión media de compresión en la sección debida al esfuerzo axil y al pretensado, cumpliendo $\sigma_{cp} < 0{,}2 f_{cd}$. Los valores de $C_{lRd,c}$, $v_{l,min}$ y k_1 a utilizar serán $0{,}18/\gamma_C$, $0{,}035 k^{3/2} f_{lck}^{1/2}$ y 0,15 respectivamente.

(2) El esfuerzo cortante, V_{Ed}, calculado sin el coeficiente de reducción β (véase el apartado 6.2.2(6)), debe satisfacer siempre la siguiente condición:

$$V_{Ed} \leq 0{,}5\, b_w\, d\, \nu_1 f_{lcd} \quad (11.6.5)$$

donde:

ν_1 se obtiene de acuerdo con el apartado 11.6.2(1).

11.6.2 Elementos que requieren armadura de cortante

(1) El coeficiente de reducción para la capacidad resistente de las bielas de hormigón es ν_1 cuyo valor se establece mediante la expresión (11.6.6).

$$\nu_1 = 0{,}5\eta_1(1 - f_{lck}/250) \quad (11.6.6)$$

donde $\eta_1 = 0{,}4 + 0{,}6\frac{\rho}{2200}$, siendo ρ la densidad del hormigón en kg/m^3, que, de acuerdo al Anejo 8 del Código Estructural, estará comprendida entre 1200 $kg/m^3 < \rho \leq$ 2000 kg/m^3.

11.6.3 Torsión

11.6.3.1 Procedimiento de cálculo

(1) Para el caso del hormigón con áridos ligeros, en la expresión (6.30) se tomará el valor de ν igual a ν_1, de acuerdo con el apartado 11.6.2(1).

11.6.4 Punzonamiento

11.6.4.1 Resistencia a punzonamiento de losas y bases de pilares sin armadura de cortante

(1) La resistencia a punzonamiento por unidad de superficie de una losa de hormigón ligero se establece mediante:

$$V_{lRd,c} = C_{lRd,c}\, k\, \eta_1 (100\, \rho_l f_{lck})^{1/3} + k_2 \sigma_{cp} \geq \left(\eta_1 v_{l,min} + k_1 \sigma_{cp}\right) \qquad (11.6.47)$$

donde:

η_1 se define en la expresión (11.1)

$C_{lRd,c}$ véase el apartado 11.6.1(1)

$v_{l,min}$ véase el apartado 11.6.1(1)

$k_2 = 0{,}08$.

(2) La resistencia a punzonamiento, v_{lRd}, de la base de un pilar de hormigón con áridos ligeros se establece mediante:

$$v_{lRd,c} = C_{lRd,c}\eta_1\, k(100\, \rho_l f_{lck})^{1/3} 2d/a \geq\ \eta_1 v_{l,min} \cdot 2d/a \qquad (11.6.50)$$

donde:

η_1 se define en la expresión (11.1)

$\rho_l \geq 0{,}005$

$C_{lRd,c}$ véase el apartado 11.6.1(1)

$v_{l,min}$ véase el apatado 11.6.1(1).

11.6.4.2 Resistencia a punzonamiento de losas y bases de pilares con armadura de cortante

(1) En el caso de que sea necesaria la armadura de cortante, la resistencia a punzonamiento se establece mediante:

$$v_{lRd,cs} = 0{,}75 v_{lRd,c} + 1{,}5 \left(\frac{d}{s_r}\right) A_{sw} f_{ywd,eff} \left(\frac{1}{u_1 d}\right) sen\, \alpha \leq k_{max} v_{lRd,c} \quad (11.6.52)$$

donde $v_{lRd,c}$ se define en la expresión (11.6.47) o (11.6.50), según corresponda.

(2) En la zona cercana a las proximidades del pilar, se limitará la resistencia a punzonamiento a un valor máximo establecido mediante la expresión siguiente:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{lRd,max} \qquad (11.6.53)$$

El valor de $v_{lRd,max}$ es $0{,}4 \nu f_{lcd}$, donde ν se tomará igual a ν_1, establecido en la expresión (11.6.6).

11.6.5 Áreas parcialmente cargadas

(1) Para una distribución uniforme de carga en un área A_{c0} (véase la figura 6.29) la fuerza resistente concentrada se puede determinar de la siguiente manera:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{lcd} \cdot [A_{c1}/A_{c0}]^{\rho/4400} \leq 3{,}0 \cdot f_{lcd} \cdot A_{c0} \left(\frac{\rho}{2200}\right) \qquad (11.6.63)$$

11.6.6 Fatiga

(1) Para la comprobación de fatiga de los elementos fabricados con hormigón con áridos ligeros será necesario un estudio especial. Se debe hacer referencia a la Evaluación Técnica Europea.

11.7 Estados Límite de Servicio

(1) En el caso de hormigones con áridos ligeros, la relación luz/canto útil de los elementos de hormigón armado sin axil de compresión, establecida en el apartado 7.4.2, deberá reducirse mediante un coeficiente $\eta_E^{0,15}$.

11.8 Definición de los detalles de armado. Generalidades

11.8.1 Diámetros admisibles de los mandriles para el doblado de las barras

(1) En el caso de hormigones con áridos ligeros deberán incrementarse un 50% los tamaños de los mandriles establecidos en el apartado 8.3 para un hormigón convencional, con el fin de evitar la rotura del hormigón en las patillas, ganchos y ganchos en U.

11.8.2 Tensión última de adherencia

(1) El valor de cálculo de la tensión última de adherencia para las barras en hormigones ligeros puede calcularse utilizando la expresión (8.2), sustituyendo el valor de f_{ctd} por f_{lctd} con $f_{lctd} = f_{lctk,0,05}/\gamma_C$. Los valores de $f_{lctk,0,05}$ se encuentran en la tabla A19.11.3.1.

11.9 Definición de los detalles de armado de los elementos y reglas particulares

(1) El diámetro de las barras embebidas en los hormigones con áridos ligeros no debe superar los $32\ mm$. Para este tipo de hormigones, los grupos de barras no deben tener más de dos barras y el diámetro equivalente no debe superar los $45\ mm$.

11.10 Reglas adicionales para elementos y estructuras de hormigón prefabricado

(1) En el caso de hormigones con áridos ligeros, se puede aplicar el apartado 10 sin necesidad de realizar modificaciones.

11.11 Estructuras de hormigón en masa y ligeramente armado

(1) En el caso de hormigones con áridos ligeros se puede aplicar el apartado 12 sin necesidad de realizar modificaciones.

12 Estructuras de hormigón en masa y ligeramente armado

12.1 Generalidades

(1) Este apartado proporciona reglas adicionales para estructuras de hormigón en masa o en las que la armadura pasiva dispuesta sea inferior a la mínima requerida para hormigón armado.

(2) Este apartado es de aplicación a elementos en los que se puede despreciar el efecto de las acciones dinámicas. No es de aplicación cuando estos efectos son producidos por máquinas giratorias o cargas de tráfico. Algunos ejemplos en los que este capítulo sería de aplicación:

- elementos sometidos principalmente a compresión que no sea producida por pretensado, por ejemplo, muros, pilares, arcos y bóvedas,
- zapatas corridas y zapatas aisladas para cimentaciones,

- muros de contención.

(3) Cuando los elementos se hayan fabricado con un hormigón con áridos ligeros de estructura cerrada y conforme con el apartado 11, o para elementos prefabricados de hormigón y estructuras contempladas en este anejo, las reglas de cálculo deben modificarse según corresponda.

(4) Los elementos que empleen hormigón en masa no están exentos de disponer la armadura de acero necesaria para satisfacer los requisitos de comportamiento en servicio y/o durabilidad, ni la armadura pasiva en ciertas partes del elemento. Esta armadura puede tenerse en cuenta en la comprobación local de los Estados Límite Últimos, así como en la comprobación de los Estados Límite de Servicio.

12.3 Materiales

12.3.1 Hormigón: hipótesis de cálculo adicionales

(1) Debido a la baja ductilidad del hormigón en masa, los valores de $\alpha_{cc,pl}$ y $\alpha_{ct,pl}$ deben suponerse menores que los α_{cc} y α_{ct} del hormigón armado. De esta forma se utilizará el valor $\alpha_{cc,pl} = \alpha_{ct,pl} = 0{,}80$.

(2) Cuando las tensiones de tracción se consideren en la resistencia de cálculo de los elementos de hormigón en masa, el diagrama tensión-deformación (véase el apartado 3.1.7) puede ampliarse para la resistencia de cálculo a tracción, empleando la expresión (3.16) o una relación lineal:

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} f_{ctk,0,05} / \gamma_C \qquad (12.1)$$

(3) Pueden emplearse métodos propios de la mecánica de fractura siempre que se demuestre que conducen al nivel de seguridad requerido.

12.5 Análisis estructural: Estados Límite Últimos

(1) Puesto que los elementos de hormigón en masa tienen una ductilidad limitada no deben emplearse, a menos que se justifique, procedimientos de análisis lineal con redistribución o de análisis plástico o aproximadamente plástico, como por ejemplo métodos sin una comprobación explícita de la capacidad de deformación).

(2) El análisis estructural puede basarse en la teoría elástica lineal o no lineal. En el caso de que se utilice un análisis no lineal (por ejemplo, mecanismos de fractura), debe realizarse una comprobación de la capacidad de deformación.

12.6 Estados Límite Últimos

12.6.1 Resistencia de cálculo a flexión y a esfuerzo axil

(1) En el caso de muros con un curado y detalles constructivos adecuados pueden despreciarse las deformaciones impuestas debidas a la temperatura o a la retracción.

(2) Las relaciones entre la tensión y la deformación para hormigón en masa pueden establecerse a partir del apartado 3.1.7.

(3) El axil resistente, N_{Rd}, de una sección rectangular con una excentricidad uniaxial, e, en la dirección de h_w, puede tomarse como:

$$N_{Rd} = \eta f_{cd,pl} \; x \; b \; x \; h_w \; x \; (1 - 2e/h_w) \qquad (12.2)$$

donde:

$\eta f_{cd,pl}$	es la resistencia efectiva de cálculo a compresión (véase el apartado 3.1.7(3))
b	es el ancho total de la sección (véase la figura A19.12.1)
h_w	es el canto total de la sección

e es la excentricidad de N_{Ed} en la dirección de h_w.

NOTA: En el caso de emplear otros métodos simplificados, estos deberán quedar del lado de la seguridad respecto a un método riguroso que emplee la relación tensión-deformación que se establece en el apartado 3.1.7.

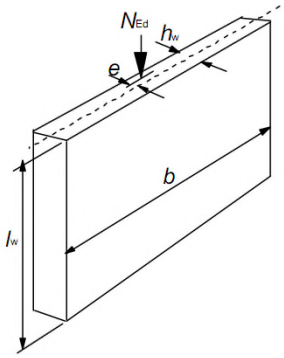


Figura A19.12.1 Notación para muros de hormigón en masa

12.6.2 Fallo local

(1) Salvo que se hayan tomado medidas para evitar el fallo local a tracción de la sección, la excentricidad máxima de la fuerza axil N_{Ed} en una sección debe limitarse para evitar grandes fisuras.

12.6.3 Cortante

(1) En elementos de hormigón en masa puede considerarse la resistencia a tracción del hormigón en Estado Límite Último de cortante, siempre que pueda descartarse la rotura frágil y asegurarse una resistencia adecuada, bien mediante cálculos o mediante la experiencia.

(2) Para una sección solicitada a esfuerzo cortante V_{Ed} y a una fuerza normal N_{Ed} sobre un área comprimida A_{cc}, el valor absoluto de las componentes de la tensión de cálculo deben tomarse como:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cc} \qquad (12.3)$$

$$\tau_{cp} = kV_{Ed}/A_{cc} \qquad (12.4)$$

donde $k = 1{,}5$, y debe comprobarse lo siguiente:

$$\tau_{cp} \leq f_{cvd}$$

donde:

si $\sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}$ $$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl}} \qquad (12.5)$$

o

si $\sigma_{cp} > \sigma_{c,lim}$ $$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2}\right)^2} \qquad (12.6)$$

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - 2\sqrt{f_{ctd,pl}(f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})} \qquad (12.7)$$

donde:

f_{cvd} es la resistencia de cálculo a cortante y a compresión del hormigón

$f_{cd,pl}$ es la resistencia de cálculo a compresión del hormigón

$f_{ctd,pl}$ es la resistencia de cálculo del hormigón a tracción.

(3) Puede considerarse que un elemento de hormigón no está fisurado en Estado Límite Último si está completamente comprimido o si el valor absoluto de la tensión de tracción principal σ_{ct1} no supera $f_{ctd,pl}$.

12.6.4 Torsión

(1) No deben proyectarse elementos fisurados para resistir momentos torsores manera menos que se pueda justificar.

12.6.5 Estados Límite Últimos inducidos por deformación estructural (pandeo)

12.6.5.1 Esbeltez de pilares y muros

(1) La esbeltez de un pilar o muro se define como:

$$\lambda = l_0/i \qquad (12.8)$$

donde:

i es el mínimo radio de giro

l_0 es la longitud efectiva de un elemento que puede tomarse como:

$$l_0 = \beta \cdot l_w \qquad (12.9)$$

donde:

l_w es la altura libre del elemento

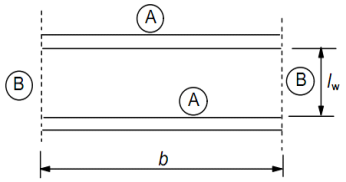
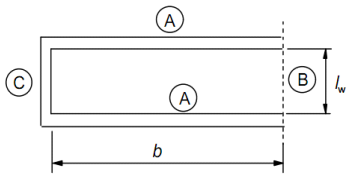
β coeficiente que depende de las condiciones de apoyo:

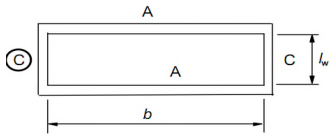
para pilares debe suponerse normalmente $\beta = 1$

para muros o pilares en ménsula $\beta = 2$

para otros muros, los valores de β se dan la tabla A19.12.1.

Tabla A19.12.1 Valores de β para distintas condiciones de contorno

<table>
<tr><th>Coacción lateral</th><th>Croquis</th><th>Expresión</th><th colspan="2">Coeficiente β</th></tr>
<tr><td>A lo largo de dos lados</td><td>
</td><td></td><td colspan="2">$\beta = 1{,}0$ para cualquier relación I_w/b</td></tr>
<tr><td rowspan="9">A lo largo de tres lados</td><td rowspan="9">
</td><td rowspan="9">$\beta = \dfrac{1}{1 + (\frac{l_w}{3b})^2}$</td><td>$b/I_w$</td><td>$\beta$</td></tr>
<tr><td>0,2</td><td>0,26</td></tr>
<tr><td>0,4</td><td>0,59</td></tr>
<tr><td>0,6</td><td>0,76</td></tr>
<tr><td>0,8</td><td>0,85</td></tr>
<tr><td>1,0</td><td>0,90</td></tr>
<tr><td>1,5</td><td>0,95</td></tr>
<tr><td>2,0</td><td>0,97</td></tr>
<tr><td>5,0</td><td>1,00</td></tr>
</table>

<table>
<tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="2">A lo largo de cuatro lados</td><td rowspan="2">
</td><td rowspan="2">Si $b \geq l_w$
$\beta = \frac{1}{1+(\frac{l_w}{b})^2}$
Si $b < l_w$
$\beta = \frac{b}{2I_w}$</td><td>b/I_w</td><td>β</td></tr>
<tr><td>0,2
0,4
0,6
0,8
1,0
1,5
2,0
5,0</td><td>0,10
0,20
0,30
0,40
0,50
0,69
0,80
0,96</td></tr>
</table>

A – Losa de forjado B – Borde libre C – Muro transversal

NOTA: La información de la tabla A19.12.1 supone que el muro no tiene huecos de altura superior a $1/3$ de la altura del muro l_w o con un área superior a $1/10$ del área del muro. En muros arriostrados lateralmente a lo largo de 3 o 4 lados con aberturas que superen estos límites, las partes entre aberturas deben considerarse como arriostradas lateralmente únicamente a lo largo de dos lados y ser calculadas de acuerdo con ello.

(2) Los valores de β deben aumentarse de forma adecuada si la capacidad portante transversal se ve afectada por salientes y entrantes.

(3) Un muro transversal puede considerarse como muro de arriostramiento si:

- su espesor total no es inferior a $0{,}5h_w$, donde h_w es el espesor total del muro arriostrado,
- tiene la misma altura l_w que el muro arriostrado considerado,
- su longitud l_{ht} es, al menos, igual a $l_w/5$, donde l_w se refiere a la altura libre del muro arriostrado,
- el muro transversal no tiene aberturas en la longitud $l_w/5$.

(4) En el caso de un muro con conexión rígida a flexión a lo largo de su lado superior y su lado inferior, de forma que los momentos extremos se resistan completamente con hormigón in situ y armadura, los valores de β recogidos en la tabla A19.12.1 pueden multiplicarse por 0,85.

(5) La esbeltez de los muros de hormigón en masa ejecutados in situ no debe ser mayor de $\lambda = 86$ (por ejemplo, $I_0/h_w = 25$).

12.6.5.2 Método simplificado de cálculo para muros y pilares

(1) En ausencia de un planteamiento más riguroso, el valor de cálculo de la resistencia axil para un pilar o un muro delgado de hormigón en masa, puede calcularse mediante:

$$N_{Rd} = b\, h_w\, f_{cd,pl}\, \Phi \qquad (12.10)$$

donde:

N_{Rd} es el axil resistente

b es el ancho total de la sección

h_w es el canto total de la sección

Φ es el coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad, incluyendo efectos de segundo orden; véase lo dispuesto posteriormente.

Para elementos arriostrados, el coeficiente Φ puede tomarse como:

$$\Phi = 1{,}14\left(1 - \frac{2e_{tot}}{h_w}\right) - 0{,}02 l_0/h_w \leq 1 - \frac{2e_{tot}}{h_w} \qquad (12.11)$$

donde:

$$e_{tot} = e_0 + e_i + e_\varphi \qquad (12.12)$$

e_0 es la excentricidad de primer orden incluyendo, cuando corresponda, los efectos de los forjados (por ejemplo, posibles momentos transmitidos al muro desde la losa) y las acciones horizontales. En la determinación de e_0 se puede utilizar un momento de primer orden equivalente M_{oe}, véase el punto (2) del apartado 5.8.8.2

e_i es la excentricidad adicional que considera los efectos de las imperfecciones geométricas, véase el apartado 5.2

e_φ es la excentricidad debida a la fluencia.

En algunos casos, dependiendo de la esbeltez, el momento en alguno de los extremos o en ambos puede ser más crítico para la estructura que el momento de primer orden equivalente M_{oe}. En tales casos, se debería utilizar la expresión (12.2).

(2) Pueden emplearse otros métodos simplificados siempre que queden del lado de la seguridad respecto a un método riguroso acorde con el apartado 5.8.

12.7 Estados Límite de Servicio

(1) Deben comprobarse las tensiones donde se espere que se produzcan coacciones en la estructura.

(2) Para asegurar unas condiciones de servicio adecuadas deben considerarse las siguientes medidas:

a) respecto a la formación de fisuras:
   - limitación de las tensiones de tracción en el hormigón a valores admisibles,
   - colocación de armadura pasiva estructural auxiliar (armadura de piel, sistemas de atado donde sea necesario),
   - disposición de juntas,
   - elección de las propiedades tecnológicas del hormigón (por ejemplo, composición adecuada del hormigón, curado),
   - elección de un método adecuado de construcción.

b) respecto a la limitación de deformaciones:
   - un tamaño mínimo de la sección (véase el apartado 12.9),
   - limitación de la esbeltez en caso de elementos comprimidos.

(3) Cualquier armadura dispuesta en elementos de hormigón en masa, aunque no se tenga en cuenta en la comprobación de la resistencia, debe cumplir con lo indicado en el Capítulo 9 de este Código Estructural.

12.9 Definición de los detalles de proyecto de los elementos y reglas particulares

12.9.1 Elementos estructurales

(1) El canto total h_w de un muro de hormigón ejecutados in situ no debe ser inferior a $120\ mm$.

(2) Cuando se incluyan salientes y entrantes deben realizarse comprobaciones para asegurar una resistencia y estabilidad del elemento adecuadas.

12.9.2 Juntas de construcción

(1) Debe disponerse una armadura adecuada para controlar la fisuración cuando se espere que surjan tensiones de tracción en el hormigón.

12.9.3 Zapatas corridas y aisladas

(1) En ausencia de datos más precisos, las zapatas corridas y aisladas cargadas a axil, pueden calcularse y construirse con hormigón en masa, siempre que:

$$\frac{0{,}85h_f}{a} \geq \sqrt{3\sigma_{gd}/f_{ctd,pl}} \qquad (12.3)$$

donde:

h_f es el espesor de la cimentación

a es la proyección desde la cara del pilar (véase la figura A19.12.2)

σ_{gd} es el valor de cálculo de la presión del terreno

$f_{ctd,pl}$ es el valor de cálculo de la resistencia a tracción del hormigón (en las mismas unidades que σ_{gd}).

Como simplificación, puede emplearse la relación $\frac{h_f}{a} \geq 2$.

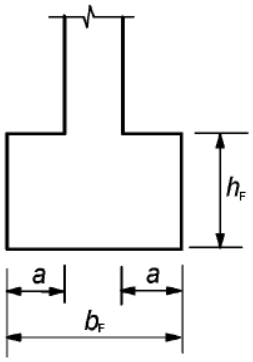


Figura A19.12.2 Zapatas aisladas sin armadura; notación

Apéndice A Recomendaciones para la modificación de los coeficientes parciales de los materiales

A.1 Generalidades

(1) Los coeficientes parciales para los materiales que se establecen en el apartado 2.4.2.4 corresponden a imperfecciones geométricas para un control de ejecución normal, (de acuerdo al apartado 14.3 de este Código Estructural).

(2) Las recomendaciones sobre los coeficientes parciales reducidos de los materiales se encuentran en este apéndice. Para los elementos prefabricados se pueden encontrar más detalles sobre los procedimientos de control en las normas de producto.

NOTA: Para más información véase el Apéndice B del Anejo 18 de este Código Estructural.

A.2 Estructuras de hormigón in situ

A.2.1 Reducción basada en el control de calidad e imperfecciones reducidas

(1) Si la ejecución se somete a un sistema de control de calidad que asegure que las desviaciones desfavorables de las dimensiones de la sección quedan dentro de los límites que establece la tabla A19.A.1, se puede reducir el coeficiente parcial de seguridad para la armadura a $\gamma_{S,red1} = 1{,}1$.

Tabla A19. A.1 Imperfecciones reducidas

h o b (mm)	Imperfecciones reducidas (mm)	
	Dimensión de la sección $\pm\Delta h$, Δb (mm)	Posición de la armadura $+\Delta c$ (mm)
≤ 150	5	5
400	10	10
≥ 2500	30	20
NOTA 1: Se puede utilizar la interpolación lineal para valores intermedios. NOTA 2: $+\Delta c$ se refiere al valor medio de las armaduras pasivas o activas en la sección o sobre un ancho de un metro (por ejemplo en losas y muros)		

(2) Bajo la condición que se establece en el apartado A.2.1(1) y siempre que el coeficiente de variación de la resistencia del hormigón no sea superior al 10%, el coeficiente parcial de seguridad para el hormigón se puede reducir a $\gamma_{C,red1} = 1{,}4$.

A.2.2 Reducción basada en la utilización de datos geométricos reducidos o medidos en el cálculo

(1) Si la obtención de la resistencia de cálculo se basa en datos geométricos críticos, incluyendo el canto útil (véase la figura A19.A.1), que estén:

- reducidos por las desviaciones, o
- medidos en la estructura finalizada,

entonces, los coeficientes parciales de seguridad se pueden reducir a $\gamma_{S,red2} = 1{,}05$ y $\gamma_{C,red2} = 1{,}45$.

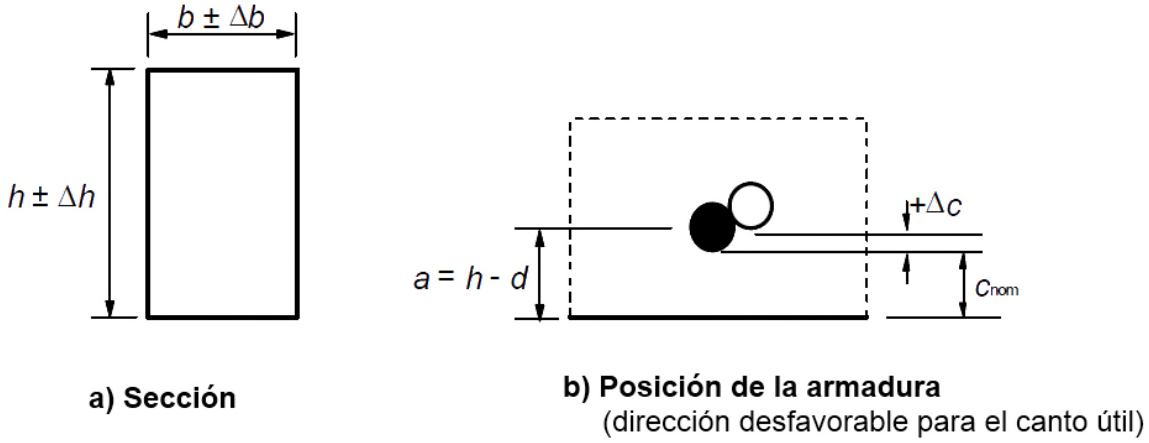


Figura A19.A.1 Imperfecciones de la sección

(2) Bajo las condiciones que se establecen en el apartado A.2.2(1), siempre y cuando el coeficiente de variación de la resistencia del hormigón no sea superior al 10%, el coeficiente parcial para el hormigón se puede reducir a $\gamma_{C,red3} = 1{,}35$.

A.2.3 Reducción basada en la evaluación de la resistencia del hormigón en la estructura finalizada

(1) Para los valores de la resistencia del hormigón basados en ensayos sobre la estructura o elemento finalizado el valor de γ_C se puede reducir mediante el coeficiente de conversión η, que deberá justificarse documentalmente y que nunca será inferior a $\eta = 0{,}85$.

El valor de γ_C para el que se aplica esta reducción puede además reducirse de acuerdo con A.2.1 o A.2.2.

El valor resultante del coeficiente parcial no deberá tomarse inferior a $\gamma_{C,red4} = 1{,}30$.

A.3 Productos prefabricados

A.3.1 Generalidades

(1) Estas disposiciones son de aplicación a productos prefabricados, como los descritos en el apartado 10, asociados a sistemas que aseguren la calidad y con certificado de conformidad.

NOTA: El control de producción en fábrica de los productos prefabricados con marcado CE está certificado por un organismo notificado (Nivel de Certificado 2+).

A.3.2 Coeficientes parciales para los materiales

(1) Los coeficientes parciales reducidos para los materiales, $\gamma_{C,pcred}$ y $\gamma_{S,pcred}$, se pueden utilizar de acuerdo con las reglas dispuestas en el apartado A.2, siempre que se justifique mediante los procedimientos de control adecuados.

(2) Las recomendaciones para el control de producción necesario en fábrica, con el fin de permitir la utilización de los coeficientes parciales reducidos para los materiales, se establecen en las normas de producto. La norma UNE-EN 13369 recoge las recomendaciones generales.

A.4 Elementos prefabricados

(1) Las reglas que se establecen en el apartado A.2 para estructuras de hormigón in situ se aplican también a elementos prefabricados de hormigón definidos en el apartado 10.1.1.

Apéndice B Métodos recomendados para estimar la deformación de fluencia y retracción

B.1 Ecuaciones básicas para determinar el coeficiente de fluencia

(1) El coeficiente de fluencia $\varphi(t,t_0)$ se puede calcular a partir de:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t,t_0) \qquad \text{(B.1)}$$

donde φ_0 es el coeficiente básico de fluencia, que puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \qquad \text{(B.2)}$$

donde:

φ_{HR} es un coeficiente que permite tener en cuenta el efecto de la humedad relativa sobre el coeficiente básico de fluencia:

$$\varphi_{HR} = 1 + \frac{1-HR/100}{0{,}1\cdot\sqrt[3]{h_0}} \quad \text{si } f_{cm} \le 35 \text{ N/mm}^2 \qquad \text{(B.3a)}$$

$$\varphi_{HR} = \left[1 + \frac{1-HR/100}{0{,}1\cdot\sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 \quad \text{si } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2 \qquad \text{(B.3b)}$$

HR es la humedad relativa del ambiente, dada en %

$\beta(f_{cm})$ es un coeficiente que permite tener en cuenta el efecto de la resistencia del hormigón sobre el coeficiente básico de fluencia:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}} \qquad \text{(B.4)}$$

f_{cm} es la resistencia media a compresión del hormigón, en $N/mm2$, a la edad de 28 días

$\beta(t_0)$ es un coeficiente que permite tener en cuenta el efecto de la edad de puesta en carga del hormigón sobre el coeficiente básico de fluencia:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0{,}1+t_0^{0{,}20})} \qquad \text{(B.5)}$$

h_0 es el tamaño teórico del elemento en mm, donde:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \qquad \text{(B.6)}$$

A_c es el área de la sección

u es el perímetro del elemento en contacto con la atmósfera

$\beta_c(t,t_0)$ es un coeficiente que describe el desarrollo de la fluencia con el paso del tiempo tras la puesta en carga. Puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$\beta_c(t,t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)}\right]^{0{,}3} \qquad \text{(B.7)}$$

t es la edad del hormigón en días en el momento considerado

t_0 es la edad de puesta en carga del hormigón, en días

$(t-t_0)$ periodo durante el cual se aplica la carga, en días

β_H es un coeficiente que depende de la humedad relativa (HR en %) y del tamaño teórico del elemento (h_0 en mm). Se puede estimar a partir de:

$$\beta_H = 1{,}5[1 + (0{,}012 \cdot HR)^{18}]h_0 + 250 \le 1500 \text{ si } f_{cm} \le 35 \text{ N/mm}^2 \qquad \text{(B.8a)}$$

$$\beta_H = 1{,}5[1 + (0{,}012 \cdot HR)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \le 1500\alpha_3 \text{ si } f_{cm} \ge 35 \text{ N/mm}^2 \qquad \text{(B.8b)}$$

$\alpha_{1/2/3}$ son factores que tienen en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7} \qquad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,2} \qquad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,5} \qquad \text{(B.8c)}$$

(2) El efecto del tipo de cemento (véase el apartado 3.1.2(6)) sobre el coeficiente de fluencia del hormigón se puede tener en cuenta modificando la edad de puesta en carga,t_0, en la expresión (B.5), de acuerdo con la siguiente expresión:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}} + 1\right)^{\alpha} \geq 0,5 \qquad \text{(B.9)}$$

donde:

$t_{0,T}$ es la edad de puesta en carga del hormigón, en días, corregida en función de la temperatura y de acuerdo con la expresión (B.10)

α es un exponente que depende del tipo de cemento

$= -1$ para cementos de Clase S.

$= 0$ para cementos de Clase N.

$= 1$ para cementos de Clase R.

(3) El efecto de la temperatura alta o baja sobre la madurez de hormigón, dentro del intervalo $0℃ - 80℃$, se puede tener en cuenta ajustando la edad del hormigón de acuerdo con la siguiente expresión:

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \cdot \Delta t_i \qquad \text{(B.10)}$$

donde:

t_T es la edad de puesta en carga del hormigón ajustada, que sustituye al parámetro t en las correspondientes ecuaciones

$T(\Delta t_i)$ es la temperatura en $°C$ durante el periodo de tiempo Δt_i

Δt_i es el número de días en los que predomina una temperatura T.

El coeficiente medio de variación de los datos de fluencia, estimados anteriormente y deducidos a partir de un banco de datos informáticos de resultados de ensayos de laboratorio, es del orden del 20%.

Los valores $\varphi(t, t_0)$ que se establecen en párrafos anteriores deberán estar asociados al módulo de elasticidad tangente E_c.

Cuando se considere satisfactoria una estimación menos precisa, se pueden adoptar los valores que se establecen en la figura A19.3.1 del apartado 3.1.4 para la fluencia del hormigón a una edad de 70 años.

B.2 Ecuaciones básicas para determinar la deformación de retracción por secado

(1) La deformación básica de retracción por secado $\varepsilon_{cd,0}$ se calcula a partir de:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85\left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)\right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR} \qquad \text{(B.11)}$$

$$\beta_{HR} = 1,55\left[1 - \left(\frac{HR}{HR_0}\right)^3\right] \qquad \text{(B.12)}$$

donde:

f_{cm} es la resistencia media a compresión *(N/mm²)* ()

$f_{cm0} = 10\ N/mm^2$

α_{ds1} es un coeficiente que depende del tipo de cemento (véase el apartado 3.1.2(6))

$= 3$ para cemento de Clase S

$= 4$ para cemento de Clase N

$= 6$ para cemento de Clase R

α_{ds2} es un coeficiente que depende del tipo de cemento

$= 0{,}13$ para cemento de Clase S

$= 0{,}12$ para cemento de Clase N

$= 0{,}11$ para cemento de Clase R

HR es la humedad relativa del ambiente (%)

$HR_0 = 100\%$.

NOTA: exp $\{\}$ tiene el mismo significado que $e^{()}$.

Apéndice C Propiedades del acero para armaduras pasivas adecuadas para su utilización con este anejo

Se tendrá en cuenta lo indicado en los Artículos 34 y 35 de este Código Estructural.

Apéndice D Propuesta de método de cálculo detallado de las pérdidas por relajación del pretensado

D.1 Generalidades

(1) En el caso de que las pérdidas por relajación se calculen para diferentes intervalos de tiempo (etapas) donde la tensión en la armadura activa no es constante, por ejemplo debido al acortamiento elástico del hormigón, debe adoptarse un método de tiempo equivalente.

(2) El concepto del método de tiempo equivalente se muestra en la figura A19.D.1, en la cual en el instante t_i existe una deformación instantánea de la armadura activa, siendo:

$\sigma_{p,i}^{-}$ la tensión de tracción en la armadura activa justo antes del instante t_i

$\sigma_{p,i}^{+}$ la tensión de tracción en la armadura activa justo después del instante t_i

$\sigma_{p,i-1}^{+}$ la tensión de tracción en la armadura activa en la etapa anterior

$\Delta\sigma_{pr,i-1}$ el valor absoluto de la pérdida por relajación en la etapa anterior

$\Delta\sigma_{pr,i}$ el valor absoluto de la pérdida por relajación en la etapa considerada.

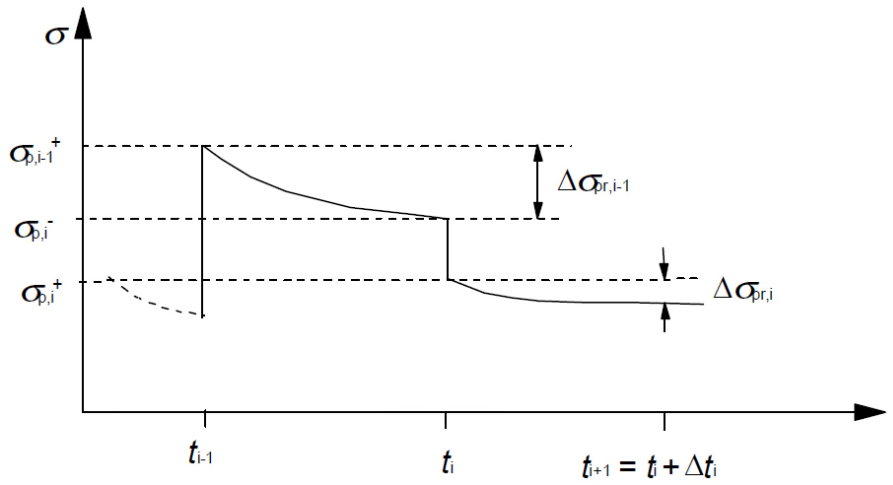


Figura A19.D.1 Método de tiempo equivalente

(3) Sea $\sum_1^{i-1}\Delta\sigma_{pr,j}$ la suma de todas las pérdidas por relajación de las etapas anteriores y sea t_e el tiempo equivalente (en horas) necesario para obtener dicha suma, de forma que se satisfagan las expresiones de las pérdidas por relajación en función del tiempo establecidas en el apartado 3.3.2(7), con una tensión inicial igual a $\sigma_{p,i}^{+}+\sum_1^{i-1}\Delta\sigma_{pr,j}$ y con $\mu=\frac{\sigma_{p,i}^{+}+\sum_1^{i-1}\Delta\sigma_{pr,j}}{f_{pk}}$.

(4) Por ejemplo, para una armadura activa de Clase 2, el valor del parámetro t_e que se establece en la expresión (3.29) será:

$$\sum_1^{i-1}\Delta\sigma_{pr,j}=0{,}66\,\rho_{1000}e^{9{,}09\mu}\left(\frac{t_e}{1000}\right)^{0{,}75(1-\mu)}\left\{\sigma_{p,i}^{+}+\sum_1^{i-1}\Delta\sigma_{pr,j}\right\}10^{-5} \quad \text{(D.1)}$$

(5) Después de resolver la ecuación anterior para t_e, se puede aplicar la misma formulación con el fin de estimar las pérdidas por relajación de la etapa considerada, $\Delta\sigma_{pr,i}$ (donde el tiempo equivalentet_e se añade al intervalo de tiempo considerado):

$$\Delta\sigma_{pr,i}=0{,}66\,\rho_{1000}e^{9{,}09\mu}\left(\frac{t_e+\Delta t_i}{1000}\right)^{0{,}75(1-\mu)}\left\{\sigma_{p,i}^{+}+\sum_1^{i-1}\Delta\sigma_{pr,j}\right\}10^{-5}-\sum_1^{i-1}\Delta\sigma_{pr,j} \text{(D.2)}$$

(6) Se aplicará el mismo principio para las tres clases de tendones de pretensado.

Apéndice E Clases resistentes indicativas para la durabilidad

E.1 Generalidades

(1) La elección de un hormigón de durabilidad adecuada para la protección contra la corrosión de la armadura, así como la protección al ataque del hormigón, requiere considerar su composición. Esto puede dar lugar a una resistencia a compresión del hormigón mayor que la requerida por el cálculo estructural. La relación entre las clases resistentes del hormigón y las clases de exposición (véase la tabla A19.4.1) se puede describir mediante las clases resistentes indicativas.

(2) Cuando la resistencia elegida sea mayor que la requerida por el cálculo estructural, el valor de f_{ctm} deberá asociarse a la máxima resistencia empleada en el cálculo de la armadura mínima, de acuerdo con los apartados 7.3.2 y 9.2.1.1, así como al control de la abertura de fisuras, de acuerdo con los apartados 7.3.3 y 7.3.4.

Las resistencias características recomendadas se establecen en la tabla A19.E.1 (de acuerdo a lo establecido en el apartado 43.2 de este Código Estructural).

Tabla A19.E.1 Resistencia característica recomendada para el hormigón

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición																			
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3
Resistencia característica (N/mm^2)	Masa	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30
	Armado	25	25	25	30	30	30	30	35	30	30	30	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	25	30	30	30	35	35	35	35	35	30	30	30	30	30	35	35	30	30	30

Apéndice F Expresiones recomendadas para la armadura de tracción bajo condiciones de tensión plana

F.1 Generalidades

(1) Este apéndice no incluye expresiones para la armadura comprimida.

(2) La armadura de tracción en un elemento sometido a tensiones planas ortogonales σ_{Edx}, σ_{Edy} y τ_{Edxy} puede calcularse empleando el procedimiento que a continuación se expone. Las tensiones de compresión deben tomarse como positivas, con $\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$, y la dirección de la armadura debe coincidir con los ejes x e y.

La resistencia a tracción que proporciona la armadura debe determinarse a partir de:

$$f_{tdx} = \rho_x f_{yd} \text{ y } f_{tdy} = \rho_y f_{yd} \quad \text{(F.1)}$$

donde ρ_x y ρ_y son las cuantías geométricas de armadura a lo largo de los ejes x e y, respectivamente.

(3) En los puntos en los que σ_{Edx} y σ_{Edy} sean ambas de compresión y $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau_{Edxy}^2$, no se necesita armadura de cálculo. No obstante, la máxima tensión de compresión no debe superar f_{cd} (véase el apartado 3.1.6).

(4) En los puntos en los que σ_{Edy} sea de tracción o $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$, se necesita armadura.

El armado óptimo, indicado con el superíndice ‘, y las tensiones en el hormigón asociadas se determinan mediante:

Para $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad \text{(F.2)}$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad \text{(F.3)}$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edy}| \quad \text{(F.4)}$$

Para $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = 0 \quad \text{(F.5)}$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} \quad \text{(F.6)}$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx}\left(1 + \left(\frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}}\right)^2\right) \quad \text{(F.7)}$$

La tensión del hormigón, σ_{cd}, debe comprobarse con un modelo realista de secciones fisuradas (véase Anejo 21 de este Código Estructural), pero normalmente no debe superar νf_{cd} (ν puede obtenerse de la expresión (6.5)).

NOTA: Se obtiene la armadura mínima si las direcciones de armado son idénticas a las direcciones de las tensiones principales.

Alternativamente, para el caso general, la armadura necesaria y las tensiones en el hormigón pueden determinarse mediante:

$$f_{tdx} = |\tau_{Edxy}| cot\theta - \sigma_{Edx} \quad \text{(F.8)}$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edxy}| cot\theta - \sigma_{Edy} \quad \text{(F.9)}$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| \left(cot\theta + \frac{1}{cot\theta}\right) \quad \text{(F.10)}$$

donde θ es el ángulo que forma la tensión principal de compresión del hormigón con el eje x.

NOTA: El valor de $\cot\theta$ debe tomarse de forma que se eviten valores de compresión para f_{td}.

Con el fin de evitar fisuras inadmisibles para el Estado Límite de Servicio y para asegurar la capacidad de deformación requerida en Estado Límite Último, la armadura calculada mediante las expresiones (F.8) y (F.9) para cada dirección, no debe ser ni superior al doble, ni inferior a la mitad de la armadura determinada mediante las expresiones (F.2) y (F.3) o (F.5) y (F.6). Estas limitaciones se expresan mediante $^1/_2\, f'_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2f'_{tdx}$ y $^1/_2\, f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2f'_{tdy}$.

(5) La armadura debe quedar completamente anclada en todos los extremos libres, por ejemplo mediante barras en U o un método similar.

Apéndice G Recomendaciones para la consideración de la interacción suelo-estructura

G.1 Cimentaciones superficiales

G.1.1 Generalidades

(1) Debe considerarse la interacción entre el terreno, la cimentación y la superestructura. La distribución de la presión de contacto en las cimentaciones y los esfuerzos en los pilares dependen de los asientos relativos.

(2) En general, el problema puede resolverse asegurando que los desplazamientos y las reacciones asociadas del terreno y de la estructura son compatibles.

(3) Aunque el procedimiento general mencionado anteriormente es adecuado, todavía existen muchas incertidumbres a causa de la secuencia de cargas y los efectos de la fluencia. Por esta razón, normalmente se definen distintos niveles de análisis dependiendo del grado de precisión de los modelos mecánicos.

(4) Si la superestructura se considera como flexible, entonces, las cargas transmitidas no dependen de los asientos relativos, ya que la estructura no tiene rigidez. En este caso, las cargas ya no son desconocidas y el problema se reduce al análisis de una cimentación en un suelo deformable.

(5) Si la superestructura se considera como rígida, entonces las cargas no conocidas de la cimentación pueden obtenerse mediante la condición de que los asientos se produzcan en un plano. Debe comprobarse que esta rigidez existe hasta que se alcanza el Estado Límite Último.

(6) Surge un esquema más simplificado si el sistema de cimentación puede suponerse como rígido, o si el terreno de apoyo es muy rígido. En ambos casos se pueden despreciar los asientos relativos y no se necesita modificar las cargas transmitidas desde la superestructura.

(7) Para determinar la rigidez aproximada del sistema estructural, puede hacerse un análisis en el que se compare la rigidez combinada de la cimentación, los pórticos y las pantallas, con la rigidez del terreno. Esta rigidez relativa, K_R, determinará si la cimentación o el sistema estructural deben considerarse como rígidos o como flexibles. Puede emplearse la siguiente expresión para estructuras de edificación:

$$K_R = (EJ)_S/(El^3) \qquad \text{(G.1)}$$

donde:

$(EJ)_S$ es el valor aproximado de la rigidez a flexión por unidad de ancho de la estructura de edificación considerada, obtenido sumando la rigidez a flexión de la cimentación de cada pórtico y de cada pantalla

E es el módulo de deformación del terreno

l es la longitud de la cimentación.

Una rigidez relativa superior a $0{,}5$ indica que el sistema estructural es rígido.

G.1.2 Niveles de análisis

(1) Para el dimensionamiento son admisibles los siguientes niveles de análisis:

Nivel 0: En este nivel, puede suponerse una distribución lineal de la presión de contacto.

Deben satisfacerse las siguientes condiciones iniciales:

- la presión de contacto no superará los valores de cálculo tanto de los Estados Límite de Servicio como de los Estados Límite Últimos;

- en Estado Límite de Servicio el sistema estructural no se verá afectado por los asientos, o los asientos diferenciales esperados no serán significativos;
- en Estado Límite Último, el sistema estructural tiene la suficiente capacidad de deformación plástica como para que las diferencias entre asientos no afecten al cálculo.

Nivel 1: La presión de contacto puede determinarse teniendo en cuenta la rigidez relativa de la cimentación y del terreno, y evaluarse las deformaciones resultantes para comprobar que se encuentran dentro de los límites admisibles.

Deben satisfacerse las siguientes condiciones iniciales:

- existe experiencia suficiente que permite demostrar que las condiciones de servicio de la superestructura no son susceptibles de quedar afectadas por la deformación del terreno;
- en Estado Límite Último el sistema estructural tiene un comportamiento dúctil adecuado.

Nivel 2: En este nivel de análisis, se considera la influencia de las deformaciones del terreno sobre la superestructura. La estructura se analiza teniendo en cuenta las deformaciones impuestas de la cimentación con el fin de determinar las correcciones que se deben realizar en las cargas aplicadas en las cimentaciones. En el caso de que las correcciones resultantes sean significativas ($> |10\%|$), deberá adoptarse el Nivel 3 de análisis.

Nivel 3: Consiste en un procedimiento de interacción completa que tiene en cuenta la estructura, las cimentaciones y el terreno.

Apéndice H Propuesta para la consideración de los efectos globales de segundo orden en las estructuras

H.1 Criterios para despreciar los efectos de segundo orden

H.1.1 Generalidades

(1) El apartado H.1 establece los criterios para las estructuras en las que no se cumplan las condiciones del apartado 5.8.3.3(1). Los criterios se basan en el apartado 5.8.2(6) y tienen en cuenta las deformaciones producidas por la flexión global y el esfuerzo cortante, tal como se define en la figura A19.H.1.

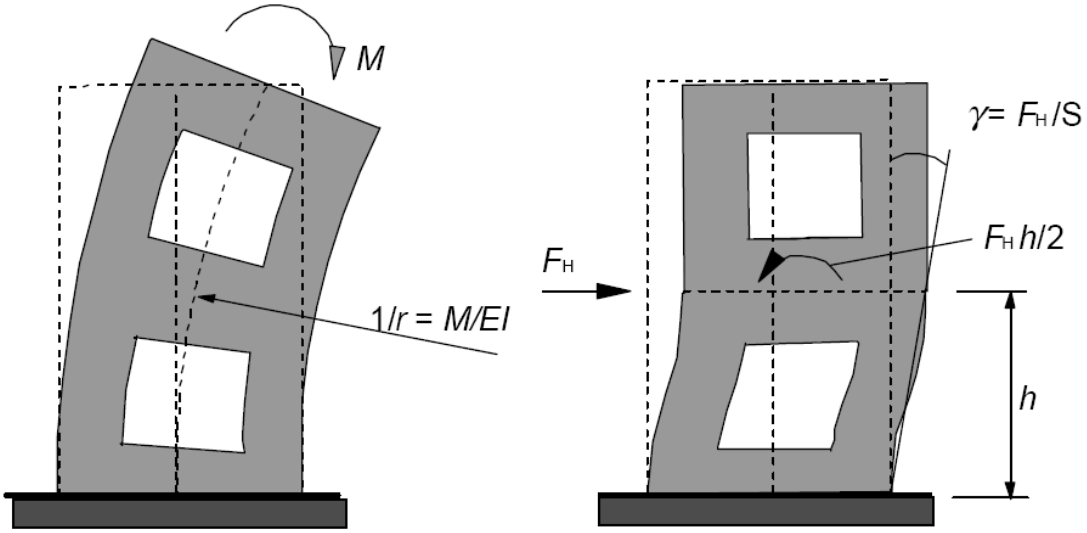


Figura A19.H.1 Definición de las deformaciones producidas por la flexión global y el esfuerzo cortante ($1/r$ y γ respectivamente) y las rigideces correspondientes (EI y S respectivamente)

H.1.2 Sistema de arriostramiento sin deformaciones significativas de cortante

(1) Para un sistema de arriostramiento sin deformaciones significativas de cortante (por ejemplo, las pantallas sin huecos), se podrán ignorar los efectos globales de segundo orden si:

$$F_{V,Ed} \leq 0{,}1 \cdot F_{V,BB} \qquad \text{(H.1)}$$

donde:

$F_{V,Ed}$ es la carga vertical total (en elementos arriostrados y de arriostramiento)

$F_{V,BB}$ es la carga global nominal de pandeo para flexión global, véase el punto (2).

(2) La carga global nominal de pandeo para flexión global puede tomarse como:

$$F_{V,BB} = \xi \sum EI/L^2 \qquad \text{(H.2)}$$

donde:

ξ es un coeficiente que depende del número de plantas, la variación de la rigidez, la rigidez de la coacción en la base y la distribución de cargas; véase el punto (4)

$\sum EI$ es la suma de las rigideces a flexión de los elementos de arriostramiento en la dirección considerada, incluyendo los posibles efectos de la fisuración; véase el punto (3)

L es la altura total de edificio sobre el nivel del empotramiento.

(3) Para un elemento de arriostramiento con sección fisurada se puede utilizar la siguiente expresión en ausencia de una evaluación más precisa de la rigidez:

$$EI \approx 0{,}4 E_{cd} I_c \qquad \text{(H.3)}$$

donde:

$E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{CE}$ es el valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón, véase el apartado 5.8.6(3)

I_c momento de inercia del elemento de arriostramiento.

Si se demuestra que la sección no está fisurada en Estado Límite Último en la expresión (H.3) la constante $0{,}4$ puede sustituirse por $0{,}8$.

(4) Si los elementos de arriostramiento tienen una rigidez constante a lo largo de la altura y la carga vertical total aumenta en la misma proporción por planta, entonces ξ puede tomarse como:

$$\xi = 7{,}8 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1{,}6} \cdot \frac{1}{1 + 3{,}9k} \qquad \text{(H.4)}$$

donde:

n_s es el número de plantas

k es la flexibilidad relativa del empotramiento, véase el punto (5).

(5) La flexibilidad relativa del empotramiento en la base se define como:

$$k = (\theta/M) \cdot (EI/L) \qquad \text{(H.5)}$$

donde:

θ es el giro para el momento flector M

EI es la rigidez de acuerdo con el punto (3)

L es la altura total de la unidad de arriostramiento.

NOTA: Para $k = 0$, es decir, un empotramiento perfecto, las expresiones (H.1) – (H.4) pueden combinarse para establecer la expresión (5.18), en la que el coeficiente $0{,}31$ es el producto de $0{,}1 \cdot 0{,}4 \cdot 7{,}8 \approx 0{,}31$.

H.1.3 Sistema de arriostramiento con deformaciones significativas de cortante

(1) Podrán despreciarse los efectos globales de segundo orden si se satisface la siguiente condición:

$$F_{V,Ed} \leq 0{,}1 \cdot F_{V,B} = 0{,}1 \cdot \frac{F_{V,BB}}{1 + F_{V,BB}/F_{V,BS}} \qquad \text{(H.6)}$$

donde:

$F_{V,B}$ es la carga global de pandeo teniendo en cuenta la flexión y el cortante globales

$F_{V,BB}$ es la carga global de pandeo para flexión pura, véase el apartado H.1.2(2)

$F_{V,BS}$ es la carga global de pandeo para cortante puro, $F_{V,BS} = \sum S$

$\sum S$ es la rigidez total a cortante (fuerza por ángulo de cortante) de las unidades de arriostramiento (véase la figura A19.H.1).

NOTA: La deformación global de cortante de una unidad de arriostramiento normalmente está condicionada, en mayor medida, por las deformaciones de flexión locales (figura A19.H.1). Por tanto, en ausencia de un análisis más preciso, se puede tener en cuenta la fisuración para S de la misma manera que para EI; véase H.1.2(3).

H.2 Métodos de cálculo de los efectos globales de segundo orden

(1) Este apartado se basa en el análisis lineal de segundo orden de acuerdo con el apartado 5.8.7. Los efectos globales de segundo orden pueden tenerse en cuenta analizando la estructura frente a fuerzas horizontales ficticias y mayoradas $F_{H,Ed}$:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1-F_{V,Ed}/F_{V,B}} \qquad \text{(H.7)}$$

donde:

$F_{H,0Ed}$ es la fuerza horizontal de primer orden debida al viento, imperfecciones, etc.

$F_{V,Ed}$ es la carga vertical total sobre los elementos de arriostramiento y arriostrados

$F_{V,B}$ es la carga global nominal de pandeo, véase el punto (2).

(2) La carga de pandeo,$F_{V,B}$, puede determinarse de acuerdo con el apartado H.1.3 (o el apartado H.1.2 si las deformaciones globales de cortante son despreciables). No obstante, en este caso deben emplearse valores de la rigidez nominal acordes con el apartado 5.8.7.2, incluyendo el efecto de la fluencia.

(3) En los casos en los que no esté definida la carga global de pandeo $F_{V,B}$, puede emplearse la expresión siguiente:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1-F_{H,1Ed}/F_{H,0Ed}} \qquad \text{(H.8)}$$

donde:

$F_{H,1Ed}$ es la fuerza horizontal ficticia, que da lugar a los mismos momentos que una carga vertical, $N_{V,Ed}$, que actúa sobre la estructura deformada, con una deformación producida por $F_{H,0Ed}$ (deformación de primer orden) y calculada con los valores nominales de rigidez acordes con el apartado 5.8.7.2

NOTA: La expresión (H.8) proviene de un cálculo numérico paso a paso en el que el efecto de la carga vertical y los incrementos de deformación, expresados como fuerzas horizontales equivalentes, se añaden en iteraciones consecutivas. Los incrementos formarán series geométricas después de unas pocas iteraciones. Suponiendo que esto sucede incluso en la primera iteración, (lo que es análogo a suponer que $\beta = 1$ en el apartado 5.8.7.3(3)), la suma puede expresarse como en la expresión (H.8). Esta hipótesis requiere que los valores de las rigideces que representan el estado final de deformaciones se empleen en todas las iteraciones (nótese que esto es también la hipótesis básica que hay detrás del análisis basado en valores nominales de la rigidez).

En otros casos, por ejemplo si se supone que en la primera iteración las secciones no están fisuradas y se detecta que la fisuración se produce en iteraciones posteriores, o si la distribución de las fuerzas horizontales equivalentes cambia de forma significativa en las primeras iteraciones, deberán incluirse más iteraciones en el análisis hasta alcanzar la hipótesis de una serie geométrica. A continuación se presenta un ejemplo con dos iteraciones más que en la expresión (H.8):

$F_{H,Ed} = F_{H,0Ed} + F_{H,1Ed} + F_{H,2Ed}/(1 - F_{H,3Ed}/F_{H,2Ed})$

Apéndice I Recomendaciones para el análisis de losas planas y pantallas

I.1 Losas planas

I.1.1 Generalidades

(1) Para el propósito de este apéndice, las losas planas tendrán un espesor uniforme o podrán incorporar regruesamientos (ábacos) sobre los pilares.

(2) Las losas planas deben analizarse empleando un método de cálculo contrastado, como el del emparrillado (en el que la placa se idealiza como un conjunto de elementos discretos interconectados), elementos finitos, límite elástico o pórtico equivalente. Deben emplearse las propiedades geométricas y de los materiales adecuadas.

I.1.2 Cálculo del pórtico equivalente

(1) La estructura debe dividirse longitudinal y transversalmente en pórticos formados por pilares y secciones de las losas contenidas entre las líneas centrales de los paños adyacentes (área comprendida entre cuatro soportes adyacentes). La rigidez de los elementos puede calcularse a partir de sus secciones brutas. Para cargas verticales la rigidez puede basarse en el ancho total de los paños. Para cargas horizontales el 40% de este valor debe emplearse para representar el incremento de la flexibilidad en las uniones pilar/losa en las estructuras de losas planas, en comparación con las uniones pilar/viga. Debe emplearse la carga total del paño para el análisis en cada dirección.

(2) Los momentos flectores totales obtenidos a partir del cálculo deben distribuirse a lo largo del ancho de la losa. En el análisis elástico, los momentos negativos tienden a concentrarse en las líneas centrales de los pilares.

(3) Debe suponerse que los paños se dividen en bandas sobre los pilares y bandas intermedias (véase la figura A19.I.1). Los momentos flectores deben distribuirse tal como se indica en la tabla A19.I.1.

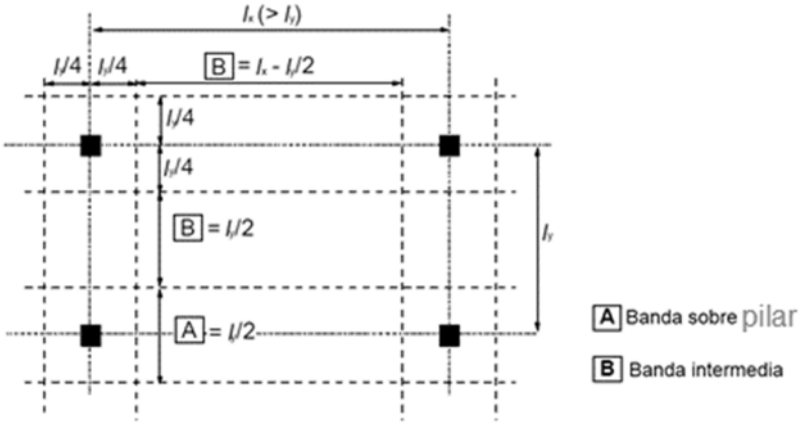


Figura A19.I.1 División de los paños en losas planas

NOTA: Cuando se utilicen regruesamientos (ábacos) de una anchura > ($l_y/3$), las bandas sobre los pilares deben tomarse iguales al ancho de dichos regruesamientos (ábacos). De esta manera, el ancho de las bandas intermedias deberá ajustarse en consecuencia.

Tabla A19.I.1 Reparto simplificado del momento flector para losas planas

	Momentos negativos	Momentos positivos
Banda sobre pilar	60% – 80%	50% – 70%
Banda intermedia	40% – 20%	50% – 30%
NOTA: Los momentos negativos y positivos que deben resistir el pilar y las bandas intermedias siempre deben sumar 100%.		

(4) Cuando el ancho de la banda sobre el pilar sea distinto a $0{,}5I_x$ (como se muestra en la figura A19.I.1) y se iguale al ancho del regruesamiento (ábaco), el ancho de la banda intermedia debe ajustarse en consecuencia.

(5) Salvo que existan vigas perimetrales, dimensionadas a torsión, los momentos transmitidos a los pilares de borde o de esquina deben limitarse al momento resistente de la sección rectangular igual a $0{,}17b_e d^2 f_{ck}$ (véase la figura A19.9.9 para la definición de b_e). El momento positivo en el vano extremo debe ajustarse en consecuencia.

I.1.3 Distribución irregular de los pilares

(1) Cuando debido a una distribución irregular de los pilares, la losa plana no pueda ser razonablemente analizada mediante el método del pórtico equivalente, puede emplearse un emparrillado u otro método elástico. En este caso suele ser suficiente la siguiente aproximación simplificada:

i) analizar la losa con la carga total, $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$, en todos los paños,

ii) los momentos en el centro de vano y sobre el pilar deben aumentarse para tener en cuenta los efectos de la distribución de cargas. Esto puede lograrse cargando un paño crítico (o paños) con $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$ y el resto de la losa con $\gamma_G G_k$. En el caso de que pueda existir una variación significativa entre las cargas permanentes de los distintos paños, γ_G debe tomarse $\gamma_G = 1$para los paños descargados,

iii) los efectos de esta carga particular pueden entonces aplicarse a otros paños y soportes críticos de manera similar.

(2) Deben aplicarse las restricciones relativas a la transmisión de momentos a los pilares de borde establecidas en el apartado I.1.2(5).

I.2 Pantallas

(1) Las pantallas son muros de hormigón en masa o armado que contribuyen a la estabilidad lateral de la estructura.

(2) La carga lateral resistida por cada pantalla en la estructura debe obtenerse a partir de un análisis global de la estructura, teniendo en cuenta las cargas aplicadas, las excentricidades de las cargas respecto al centro de esfuerzos cortantes de la estructura y la interacción entre los distintos muros estructurales.

(3) Deben considerarse los efectos de la asimetría de la carga de viento (de acuerdo a la reglamentación específica de acciones vigente).

(4) Debe tenerse en cuenta la combinación de los efectos de la carga axil y el cortante.

(5) Además de los otros criterios de servicio de este Código, debe considerarse el efecto del movimiento horizontal de las pantallas sobre los ocupantes de la estructura, (véase Anejo 18 de este Código Estructural).

(6) En el caso de estructuras de edificación que no superen las 25 plantas, si la distribución en planta de las pantallas es sensiblemente simétrica y las pantallas no tienen huecos que produzcan deformaciones globales por cortante significativas, la carga lateral resistida por una pantalla podrá obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$P_n = \frac{P \cdot (EI)_n}{\sum(EI)} \pm \frac{(P \cdot e) \cdot y_n \cdot (EI)_n}{\sum(EI) \cdot y_n^2} \qquad \text{(I.1)}$$

donde:

P_n	es la carga lateral en la pantalla n
$(EI)_n$	es la rigidez de la pantalla n
P	es la carga aplicada
e	es la excentricidad de P con respecto al centro de gravedad de las rigideces (véase la figura A19.I.3)
y_n	es la distancia de la pantalla n al centro de gravedad de las rigideces.

(7) Si los elementos, con o sin deformaciones por cortante significativas, se combinan a través del sistema de arriostramiento, el cálculo deberá tener en cuenta tanto la deformación a cortante como la deformación a flexión.

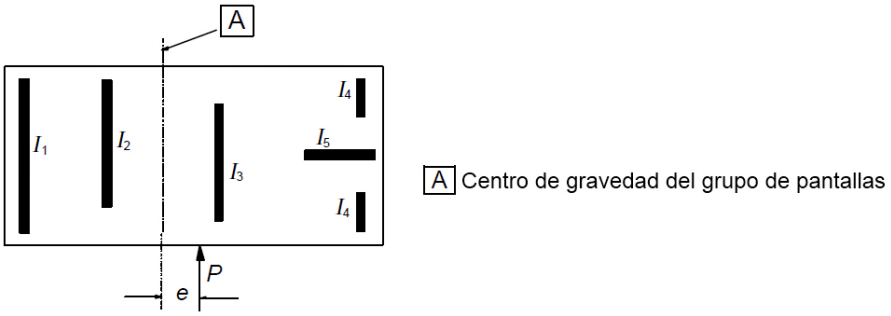


Figura A19.I.3 Excentricidad de la carga respecto al centro de gravedad de las pantallas

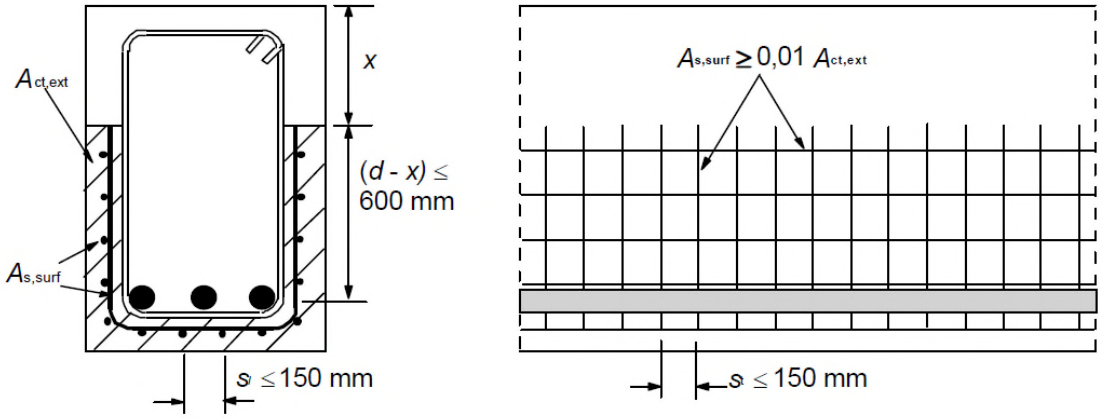
Apéndice J Ejemplos de definición de los detalles de proyecto para situaciones particulares

J.1 Armadura de piel

(1) La armadura de piel para resistir el desconchamiento debe emplearse cuando la armadura principal esté formada por:

- barras con un diámetro superior a $32\ mm$, o
- grupos de barras con un diámetro equivalente superior a $32\ mm$ (véase el apartado 8.8).

La armadura de piel debe consistir en una malla electrosoldada o en barras de pequeño diámetro y disponerse fuera de los cercos tal como se indica en la figura A19.J.1.



x es la profundidad de la fibra neutra en ELU

Figura A19J.1 Ejemplo de armadura de piel

(2) El área de la armadura de piel $A_{s,surf}$ no debe ser inferior a $A_{s,surfmin}$ en las dos direcciones, paralela y ortogonal a la armadura de tracción de la viga. El valor mínimo será $A_{s,surfmin} = 0{,}01A_{ct,ext}$, donde $A_{ct,ext}$ el área de hormigón del recubrimiento, exterior a los cercos (véase la figura A19.J.1).

(3) En el caso de que el recubrimiento de la armadura sea superior a $70\ mm$, para mejorar la durabilidad debe emplearse una armadura de piel similar, con un área de $0{,}005A_{ct,ext}$ en cada dirección.

(4) El recubrimiento mínimo necesario para la armadura de piel se indica en el apartado 43.4.1 de este Código Estructural.

(5) Las barras longitudinales de la armadura de piel pueden tomarse como armadura longitudinal resistente a flexión y las barras transversales como armadura resistente de cortante, siempre que se cumplan los requisitos para la colocación y el anclaje de este tipo de armaduras.

J.2 Esquinas de pórticos

J.2.1 Generalidades

(1) La resistencia del hormigón $\sigma_{Rd,max}$ debe determinarse de acuerdo con el apartado 6.5.2 (zonas comprimidas con o sin armadura transversal).

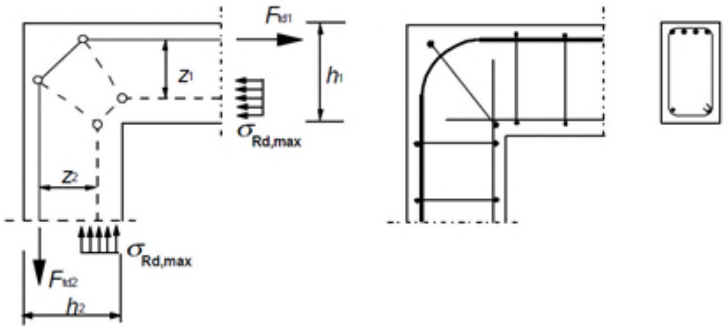
J.2.2 Esquinas de pórticos con momentos negativos

(1) Para un canto aproximadamente igual de viga y pilar ($2/3 < h_2/h_1 < 3/2$) (véase la figura A19.J.2(a)), no es necesario comprobar los cercos ni las longitudes de anclaje en las uniones viga–pilar, siempre que la armadura de tracción de la viga esté doblada alrededor de la esquina.

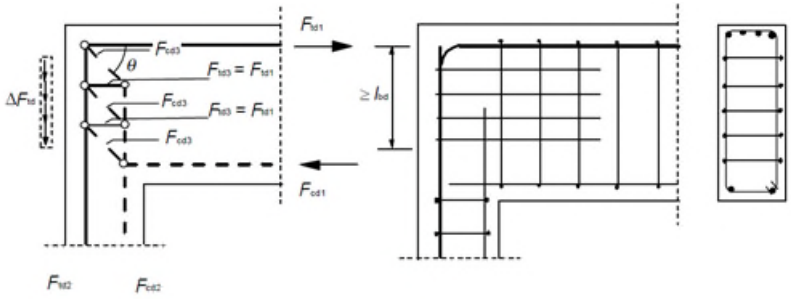
(2) La figura A19.J.2(b) muestra un modelo de bielas y tirantes para $h_2/h_1 < 2/3$ para un rango limitado de $\tan\theta$ definido por los valores $0{,}4 \leq \tan\theta \leq 1{,}0$.

(3) La longitud de anclaje l_{bd} debe determinarse para la fuerza $\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}$.

(4) La armadura debe disponerse para soportar fuerzas de tracción transversales perpendiculares al plano del nudo.



(a) Canto muy similar de viga y pilar

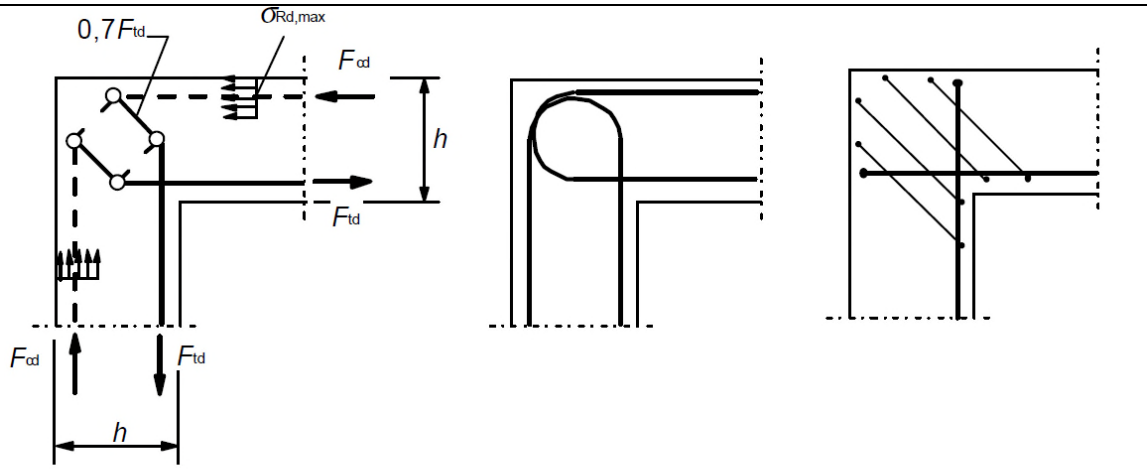


(b) Canto muy diferente de viga y pilar

Figura A19.J.2 Esquina de pórtico con momento negativo. Modelo y armado

J.2.3 Esquinas de pórticos con momentos positivos

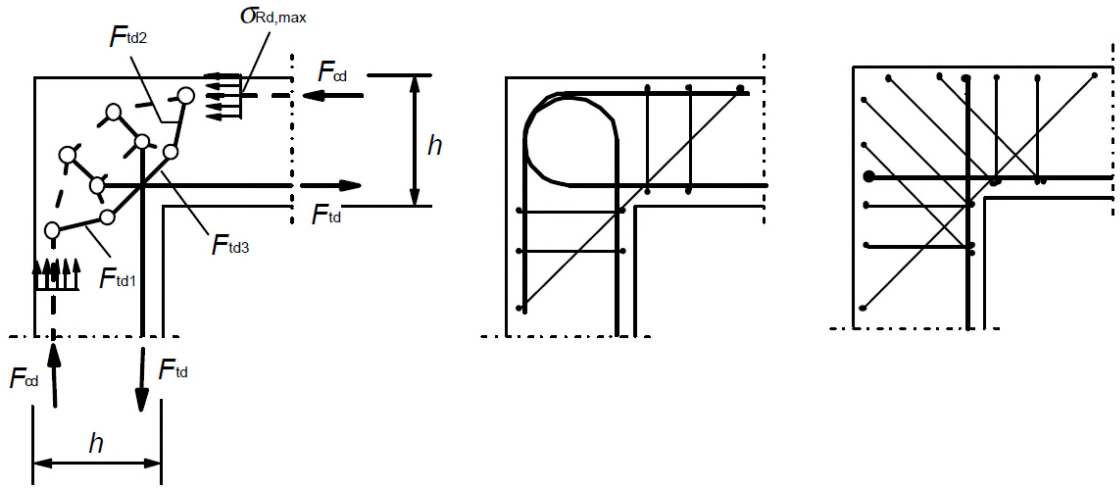
(1) Para un canto aproximadamente igual de viga y pilar, pueden emplearse los modelos de bielas y tirantes establecidos en las figuras J.3(a) y J.4(a). La armadura debe disponerse en forma de lazo en la región de la esquina, o como dos barras en U superpuestas en combinación con cercos inclinados, tal como se muestra en las figuras A19.J.3(b) y (c) y en las figuras A19.J.4(b) y (c).



a) Modelo de bielas y tirantes b) y c) Detalles de armado

fA19.J.3 Esquina de pórtico con un momento positivo moderado (por ejemplo $A_S/bh \leq 2\%$)

(2) Para momentos positivos elevados, deben disponerse una barra diagonal y cercos, tal como se muestra en la figura A19.J.4, para prevenir el desconchamiento.



a) Modelo de bielas y tirantes b) y c) Detalles de armado

Figura A19.J.4 Esquina de pórtico con un momento positivo elevado (por ejemplo $A_S/bh > 2\%$)

J.3 Ménsulas cortas

(1) Las ménsulas cortas ($a_c < z_0$) pueden calcularse empleando modelos de bielas y tirantes como los descritos en el apartado 6.5 (véase la figura A19.J.5). La inclinación de la biela está limitada por $1{,}0 \leq \tan\theta \leq 2{,}5$.

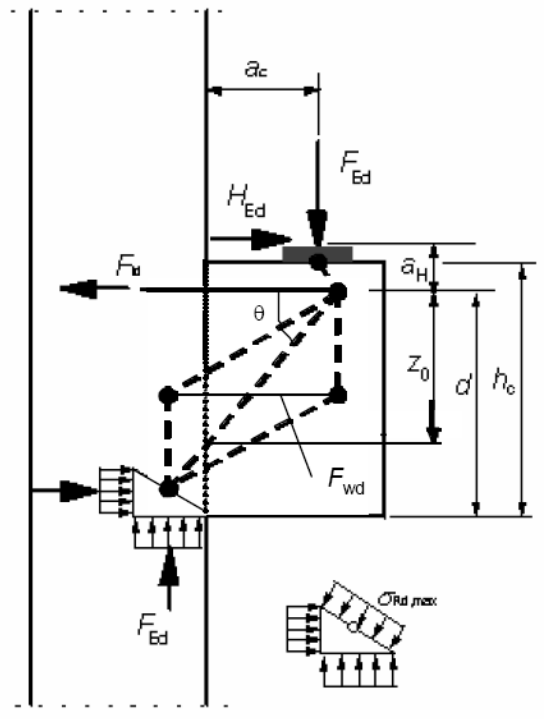


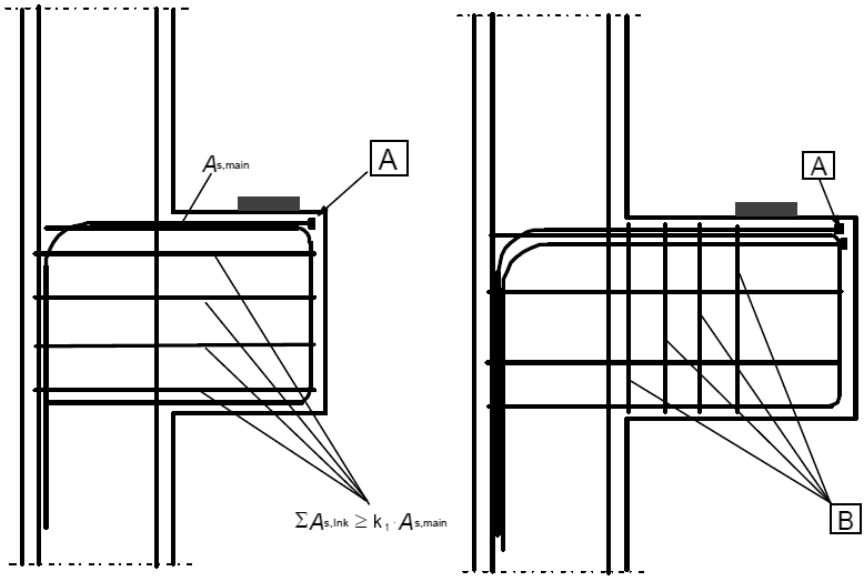
Figura J.5 Modelo de bielas y tirantes de una ménsula corta

(2) Si $a_c < 0{,}5h_c$ deben disponerse cercos próximos horizontales o inclinados con $A_{s,lnk} \geq k_1 A_{s,main}$, junto con la armadura principal de tracción (véase la figura A19.J.6(a)). El valor de k_1 a utilizar será $k_1 = 0{,}25$.

(3) Si $a_c > 0{,}5h_c$ y $F_{Ed} > V_{Rd,c}$ (véase el apartado 6.2.2), deben disponerse cercos verticales próximos, $A_{s,lnk} \geq k_2 F_{Ed}/f_{yd}$, además de la armadura de tracción principal (véase la figura A19.J.6(b)). El valor de k_2 a utilizar será $k_2 = 0{,}5$.

(4) La armadura principal de tracción debe anclarse en sus dos extremos. Esta armadura debe anclarse al elemento de apoyo en su cara más alejada y la longitud de anclaje debe medirse a partir de la posición de la armadura vertical de la cara más próxima. La armadura debe anclarse en la ménsula corta y la longitud de anclaje debe medirse desde la cara interna de la placa de carga.

(5) Si se establecen requisitos especiales para limitar la fisuración, será eficaz la utilización de cercos inclinados en la zona de arranque de la ménsula corta.



A Dispositivos de anclaje o lazos

(a) armadura para $a_c \leq 0{,}5\ h_c$

B Cercos

(b) armadura para $a_c > 0{,}5\ h_c$

Figura A19.J.6 Detalles de armado de una ménsula corta