

NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

ÍNDICE

NOTACIÓN	6
TERMINOLOGÍA	14
ESTÁNDARES	22
1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	27
1.1 Alcance	27
1.2 Unidades.....	27
1.3 Normas y estándares usados en esta Norma	28
1.4 Criterios de diseño.....	28
2. MATERIALES	30
2.1 Alcance	30
2.2 Concreto estructural convencional	30
2.3 Concretos estructurales para aplicaciones especiales.....	34
2.4 Acero para refuerzo	43
3. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO.....	48
3.1 Alcance	48
3.2 Estructuración	48
3.3 Análisis	49
3.4 Análisis de losas que trabajan en dos direcciones.....	64
3.5 Análisis de losas apoyada en columnas (losas planas).....	66
3.6 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión.....	68
3.7 Diseño de elementos presforzados.....	69
3.8 Factores de resistencia	69
3.9 Dimensiones de diseño.....	74
3.10 Revestimientos	74
4. DURABILIDAD Y PROTECCIÓN CONTRA FUEGO.....	75
4.1 Requisitos básicos	75
4.2 Requisitos del material cementante	75
4.3 Clasificación de exposición	76
4.4 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición A1 y A2.....	78
4.5 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición B1, B2 y C.....	78
4.6 Requisitos para concretos con clasificación de exposición D	79
4.7 Requisitos para concretos expuestos a sulfatos.....	79
4.8 Requisitos adicionales para resistencia a la abrasión	80
4.9 Restricciones sobre el contenido de químicos en el concreto	80
4.10 Restricciones sobre otras sales.....	81
4.11 Reacción álcali-agregado.....	82
4.12 Baja permeabilidad al agua	83
4.13 Requisitos para el recubrimiento del acero de refuerzo.....	83
4.14 Durabilidad del acero de refuerzo y de presfuerzo	84
4.15 Dimensiones y recubrimientos contra fuego	87
5. ESTADOS LÍMITE DE FALLA	88
5.1 Alcance	88
5.2 Flexión	88

5.3	Flexocompresión en una dirección	92
5.4	Flexocompresión en dos direcciones	92
5.5	Fuerza cortante en una dirección	93
5.6	Fuerza cortante en dos direcciones	99
5.7	Fuerza cortante por fricción	105
5.8	Torsión	106
5.9	Aplastamiento	114
6.	ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD BAJA	115
6.1	Alcance	115
6.2	Requisitos generales	115
6.3	Vigas de estructuras de ductilidad baja	117
6.4	Columnas de estructuras de ductilidad baja	137
6.5	Muros de ductilidad baja	146
6.6	Losas que trabajan en una dirección en estructuras de ductilidad baja	156
6.7	Losas que trabajan en dos direcciones en estructuras de ductilidad baja	165
6.8	Diafragmas en estructuras de ductilidad baja	188
6.9	Uniones viga-columna y losa-columna de estructuras de ductilidad baja	196
6.10	Conexiones entre elementos de estructuras de ductilidad baja	204
7.	ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD MEDIA	218
7.1	Alcance	218
7.2	Requisitos generales	218
7.3	Vigas de estructuras de ductilidad media	219
7.4	Columnas de estructuras de ductilidad media	223
7.5	Muros de ductilidad media	226
7.6	Losas que trabajan en una dirección en estructuras de ductilidad media	229
7.7	Losas que trabajan en dos direcciones en estructuras de ductilidad media	229
7.8	Diafragmas en estructuras de ductilidad media	229
7.9	Uniones viga-columna y losa-columna de estructuras de ductilidad media	229
7.10	Conexiones entre elementos de estructuras de ductilidad media	230
8.	ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD ALTA	231
8.1	Alcance	231
8.2	Requisitos generales	231
8.3	Vigas de marcos de ductilidad alta	232
8.4	Columnas de marcos de ductilidad alta	236
8.5	Conexiones viga-columna en marcos de ductilidad alta	244
8.6	Marcos resistentes a momento de ductilidad alta contruidos con concreto prefabricado	253
8.7	Muros de ductilidad alta	255
8.8	Muros de concreto prefabricado de ductilidad alta	277
8.9	Losas en estructuras de ductilidad alta	277
8.10	Diafragmas, armaduras y elementos a compresión	278
8.11	Elementos no seleccionados como parte del sistema estructural resistente a fuerzas inducidas por sismo	282
9.	ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CIMENTACIONES	285
9.1	Alcance	285
9.2	Requisitos generales	285
9.3	Requisitos de análisis y diseño	287
9.4	Zapatas, cabezales y losas de cimentación	289
9.5	Contratraves y traves de liga	295
9.6	Cajones de cimentación	295
9.7	Pilas y pilotes	296
9.8	Muros permanentes para contención de excavaciones	299

10. MÉTODO DE PUNTALES Y TENSORES	300
10.1 Alcance	300
10.2 Requisitos generales	300
10.3 Procedimiento de diseño del modelo de puntales y tensores.....	303
10.4 Resistencia de los puntales.....	305
10.5 Resistencia de los tensores	310
10.6 Resistencia de las zonas nodales	312
10.8 Diseño sismorresistente usando el modelo de puntales y tensores.....	317
11. REQUISITOS ADICIONALES PARA ELEMENTOS PRESFORZADOS	319
11.1 Alcance	319
11.2 Pérdidas de presfuerzo en elementos pretensados	319
11.3 Pérdidas de presfuerzo en elementos postensados.....	321
11.4 Métodos detallados para el cálculo de pérdidas de presfuerzo.....	325
11.5 Ganancia elástica ante cargas externas aplicadas	326
11.6 Losas presforzadas	326
11.7 Requisitos para el proyecto ejecutivo	327
12. CONCRETO SIMPLE	328
12.1 Alcance	328
12.2 Juntas.....	328
12.3 Límites de diseño	329
12.4 Método de diseño	329
12.5 Resistencia de diseño	330
12.6 Detallado del refuerzo en pasos y aberturas	332
13 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.....	333
13.1 Alcance	333
13.2 Esfuerzos producidos por cargas a nivel de servicio	333
13.3 Esfuerzos producidos por acciones a nivel de servicio en elementos de concreto presforzado.....	333
13.4 Deflexiones en condiciones de servicio.....	336
13.5 Agrietamiento en elementos que trabajan en una dirección.....	340
13.6 Distribución del refuerzo a flexión en elementos que trabajan en una dirección	340
13.7 Vibración en sistemas de piso	343
13.8 Acero de refuerzo por contracción y temperatura	345
14. DETALLADO DEL REFUERZO.....	347
14.1 Alcance	347
14.2 Separación mínima entre barras de refuerzo.....	347
14.3 Dobleces estándar del refuerzo.....	348
14.4 Longitud de desarrollo del refuerzo.....	351
14.5 Uniones del refuerzo.....	366
14.6 Paquetes de refuerzo	371
14.7 Refuerzo transversal	373
14.8 Dispositivos de anclaje y de unión en concreto postensado.....	380
14.9 Zona de anclaje para postensado	381
14.10 Anclaje de conectores postinstalados	389
14.11 Tuberías y ductos incluidos en el concreto	390
15. CONCRETOS ESPECIALES	391
15.1 Alcance	391
15.2 Concreto de alta resistencia (CAR).....	392
15.3 Concreto de ultra alto desempeño (CUAD).....	393
15.4 Concreto lanzado	395
15.5 Concreto bajo en carbono.....	398
15.6 Concreto con cemento alternativo.....	398

15.7 Concreto con agregado plástico artificial	399
15.8 Concreto con adición reciclada	400
15.9 Concreto polimérico (CP)	401
15.10 Barras de refuerzo de materiales poliméricos reforzados con fibras	401
15.11 Concreto para impresión digital (impresión 3D)	402
16. CONSTRUCCIÓN.....	405
16.1 Alcances.....	405
16.2 Criterios de diseño.....	405
16.3 Información de elementos.....	405
16.4 Materiales a emplear.....	405
16.5 Requisitos para las mezclas de concreto.....	410
16.6 Criterios y requisitos de supervisión.....	411
16.7 Concreto.....	411
16.8 Acero.....	423
16.9 Cimbra.....	428
16.10 Requisitos de construcción para concreto presforzado (pretensado y postensado)	430
16.11 Requisitos de construcción para estructuras prefabricadas	432
16.12 Tolerancias	433
16.13 Pruebas de integridad de pilas y pilotes.....	435
16.14 Concreto masivo.....	435
16.15 Zonas protegidas en estructuras de ductilidad media y alta	436
16.16 Uniones y conexiones	437
APÉNDICE A. MODELOS DE COMPORTAMIENTO INELÁSTICO, CRITERIOS Y PARÁMETROS DE VERIFICACIÓN DE LA RESPUESTA	439
A.1 Alcance.....	440
A.2 Diagramas de momento-curvatura.....	441
A.3 Diagramas momento-rotación.....	448
A.4 Deterioro en los diagramas momento-rotación	450
A.6 Límites en el comportamiento inelástico	455
A.7 Alcance de la revisión del análisis no lineal a realizar por el Corresponsable Nivel 2	456
REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS DEL APÉNDICE A	458
APÉNDICE B. ARCOS, CASCARONES Y LOSAS PLEGADAS	459
B.1 Alcance	459
B.2 Requisitos generales	459
B.3 Límites de diseño	460
B.4 Resistencia requerida	460
B.5 Resistencia de diseño.....	461
B.6 Límites de refuerzo.....	461
B.7 Detallado del refuerzo.....	462
B.8 Construcción.....	464
APÉNDICE C. DISEÑO SOSTENIBLE Y RESILIENTE	466
ESTÁNDARES.....	468
C.1 Alcance y aplicación.....	469
C.2 Ciclo de vida de las estructuras de concreto reforzado.....	469
C.3 Requisitos de los materiales.....	469
C.4 Cálculo del Carbono Incorporado (CI).....	472
C.5 Requisitos de carbono incorporado de las estructuras de concreto.....	473
C.6 Reducción del CI	473

REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS DEL APÉNDICE C	474
APÉNDICE D. LOSAS DE CONCRETO SOBRE RASANTE.....	475
ESTÁNDARES.....	475
D.1 Alcance.....	477
D.2 Clasificación de losas de concreto sobre rasante	477
D.3 Diseño	479
D.4 Preparación del terreno de apoyo.....	483
D.5 Materiales	483
D.6 Colocación, compactación y acabado	485
D.7 Curado, protección y juntas	486
D.8 Criterios de desempeño del piso.....	487
REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS DE LOS CAPÍTULOS 1 A 16	488

NOTACIÓN

A_{apoyo}	área neta de apoyo de la cabeza en barras corrugadas con cabeza, mm^2 (cm^2)
A_{cm}	área de la sección de concreto del segmento vertical del muro considerado en lo individual, de un segmento horizontal de muro o de una viga de acoplamiento que resiste cortante, mm^2 (cm^2)
A_{cs}	área de la sección transversal en un extremo del puntal, mm^2 (cm^2)
A_{cv}	área bruta de concreto de la sección transversal definida por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante considerada en el caso de muros y área bruta de concreto en el caso de diafragmas. El área bruta se define como el área total menos el área de cualesquiera aberturas, mm^2 (cm^2)
A_g	área bruta de la sección transversal, mm^2 (cm^2)
A_{hs}	área transversal total de barras con dobleces o barras con cabeza por ser desarrolladas en la sección crítica, mm^2 (cm^2)
A_{LD}	área de refuerzo distribuido en la dirección longitudinal del elemento, mm^2 (cm^2)
A_{nz}	área de una cara de una zona nodal o de una sección a través de una zona nodal, mm^2 (cm^2)
A_{ps}	área de acero de presfuerzo, mm^2 (cm^2)
A_{sb}	área total del refuerzo de integridad en el lecho inferior de la losa dentro de la región limitada por el refuerzo longitudinal de la columna y que cruce el perímetro de la columna, mm^2 (cm^2)
A_{si}	área del refuerzo de superficie a una separación s_i en el i -ésimo lecho que cruza un puntal a un ángulo α_i con el eje del puntal, mm^2 (cm^2)
A_{st}	área de acero en tensión en columnas y muros, mm^2 (cm^2)
A_{th}	área transversal total de estribos que confinan barras con dobleces, mm^2 (cm^2)
A_{tp}	área del refuerzo presforzado en un tensor, cm^2
A_{transf}	área transformada de la sección transversal, mm^2 (cm^2)
A_{tr}	área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación s , mm^2 (cm^2)
A_{trib}	área tributaria de la losa empleada para calcular la carga vertical transferida a la columna o apoyo, m^2
A_{is}	área del refuerzo no presforzado en un tensor incluyendo barras o perfiles de acero, mm^2 (cm^2)
A_{tt}	área transversal total de estribos paralelos a las barras con cabeza, mm^2 (cm^2)
A_v	área de las ramas verticales de todos los estribos cerrados o de los fustes de todos los pernos comprendidos dentro de la línea periférica de la sección crítica más cercana a la columna, o de las ramas del refuerzo distribuido orientado de manera perpendicular al eje del elemento en el plano del modelo de puntales y tensores, mm^2 (cm^2)
A_{vD}	área de refuerzo distribuido orientado de manera ortogonal al eje del elemento, en la dirección de la fuerza cortante aplicada, mm^2 (cm^2)
A_{vd}	área total del refuerzo en cada grupo de barras diagonales en una viga de acoplamiento reforzada con barras diagonales, mm^2 (cm^2)
A_{vf}	área total del acero de cortante por fricción, mm^2 (cm^2)
A_1	área cargada a considerar en el cálculo de la resistencia a aplastamiento, del puntal o de un nudo, mm^2 (cm^2)
A_2	área de la base inferior de una pirámide, cono o cuña inclinada contenida totalmente dentro del apoyo y que tiene su base superior igual al área cargada A_1 . Los lados de la pirámide, cono o cuña tendrán una pendiente de 1:2 (vertical:horizontal), mm^2 (cm^2)
a	profundidad del bloque equivalente de esfuerzos en secciones rectangulares, mm (cm)
a/mc	relación agua/material cementante de una mezcla de concreto
a_v	claro de cortante, igual a la distancia entre una carga y un apoyo en una estructura, mm (cm)
a_1	claro corto de viga o losa para cálculo de vibraciones, m
a_2	claro largo de viga o losa para cálculo de vibraciones, m
a'_1, a'_2	lado corto efectivo y lado largo efectivo de una zapata, losa o cajón de cimentación, m
B_R	resistencia al aplastamiento, N (kg)
b_t	es el ancho total entre líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado, m
B_u	fuerza de aplastamiento última o resistencia requerida al aplastamiento, N (kg)
b	ancho del patín medido desde la cara del alma hasta su extremo en secciones T y L, mm (cm)
b_e	ancho equivalente de las vigas, mm (cm)
b_f	ancho del patín a compresión en secciones T e I sin acero en compresión, mm (cm)
b_o	perímetro de la sección crítica para cortante en dos direcciones, mm (cm)

b_p	ancho efectivo del patín en una sección transversal de viga, mm (cm)
b_s	ancho del puntal perpendicular al plano del modelo de puntales y tensores, mm (cm)
b_t	ancho total de la losa entre las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado, mm (cm)
b_w	ancho promedio del alma o diámetro de la sección circular, mm (cm), o ancho del alma en secciones rectangulares, L y T, mm (cm)
C	factor para el cálculo de pérdidas por relajación del acero según la magnitud del esfuerzo aplicado; también parámetro para calcular la frecuencia natural de vibración de losas apoyadas en muros
CE	carbono equivalente
C_f	coeficiente de deformación axial final por flujo plástico
C_m	factor definido en el inciso 3.3.5.2.4.1 y que toma en cuenta la forma del diagrama de momentos flexionantes
C_{bL}	relación de alturas al principio y al final del recorrido de la mezcla de concreto en el ensayo de caja L
C_1	parámetro para calcular la frecuencia natural de vibración de losas apoyadas en vigas debido a la vibración de la viga
C_2	parámetro para calcular la frecuencia natural de vibración de losas apoyadas en vigas debido a la vibración de la losa
c	profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión, mm (cm)
c_c	recubrimiento libre especificado de la cara lateral en un modelo de puntales y tensores, mm (cm)
c_2	dimensión transversal de la columna normal a la dirección de análisis, mm (cm)
c_{12}	dimensión horizontal del capitel en su unión con el ábaco, normal a la dirección de análisis, mm (cm)
d	peralte efectivo de un elemento, definido como la diferencia entre el peralte total del elemento y el recubrimiento de análisis, mm (cm)
db	diámetro nominal de una barra, mm (cm)
d_f	diámetro de la "torta" en el ensayo de flujo de revenimiento, mm (cm)
d_{if}	diferencia de diámetros de la "torta" en el ensayo anillo J, mm (cm)
d_{fr}	pérdida por fricción en la longitud L , MPa (kg/cm ²)
d_{rotura}	centroide de la fuerza de rotura en el concreto generada por el postensado de tendones, mm (cm)
E_c	módulo de la elasticidad del concreto de peso normal, MPa (kg/cm ²)
E_{ci}	módulo de elasticidad del concreto en la transferencia del presfuerzo, MPa (kg/cm ²)
E_L	módulo de elasticidad del concreto ligero, MPa (kg/cm ²)
E_p	módulo de elasticidad del acero de presfuerzo, MPa (kg/cm ²)
E_s	módulo de elasticidad del acero, MPa (kg/cm ²)
e	base del algoritmo natural
e_{anc}	excentricidad, en valor absoluto, del dispositivo de anclaje de postensado o grupo de dispositivos de anclaje de postensado a baja separación con respecto al centroide de la sección transversal, mm (cm)
e_p	excentricidad del refuerzo de presfuerzo con respecto a la sección bruta, mm (cm)
e_{transf}	excentricidad de la fuerza de presfuerzo con respecto al centroide del área transformada, mm (cm)
e_l	excentricidad de carga axial en el sentido corto y largo de una zapata, losa o cajón de cimentación, m
F_{ab}	factor de amplificación de momentos flexionantes en elementos a flexocompresión con extremos restringidos lateralmente
F_{as}	factor de amplificación de momentos flexionantes en elementos a flexocompresión con extremos no restringidos lateralmente
F_C	factor de carga
F_n	resistencia nominal de un puntal, tensor o zona nodal, N (kg)
F_{nn}	resistencia nominal de una cara de una zona nodal, N (kg)
F_{ns}	resistencia nominal de un puntal, N (kg)
F_{nt}	resistencia nominal de un tensor, N (kg)
FR	flujo de revenimiento, mm (cm)
F_R	factor de resistencia
F_{Rp}	factor de resistencia para secciones pretensadas
F_u	fuerza factorizada o última que actúa en un puntal, tensor o zona nodal, N (kg)
f	frecuencia natural de vibración de un elemento, Hz
f_{cds}	esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad de la fuerza de presfuerzo debido a todas las cargas permanentes superpuestas que se aplican al miembro después de presforzarse, MPa (kg/cm ²)
f_{ce}	resistencia efectiva del concreto a compresión en el modelo de puntales y tensores, MPa (kg/cm ²)

f'_{ct}	resistencia especificada del concreto en la transferencia del presfuerzo, MPa (kg/cm ²)
f_{cir}	esfuerzo neto a compresión al centro de gravedad de las fuerzas de presfuerzo inmediatamente después de que el presfuerzo se ha aplicado al concreto, MPa (kg/cm ²)
f_{cpa}	esfuerzo a compresión promedio del presfuerzo en el centro de gravedad de los tendones inmediatamente después de que el presfuerzo se ha aplicado al concreto, MPa (kg/cm ²)
f_{ctr}	esfuerzo de presfuerzo en el concreto en transferencia calculado con las propiedades de la sección bruta, MPa (kg/cm ²)
f_e	frecuencia de excitación, Hz
f'_f	resistencia especificada del concreto a tensión o módulo de rotura del concreto, MPa (kg/cm ²)
f_{pbt}	esfuerzo en el acero de presfuerzo inmediatamente antes de la transferencia, MPa (kg/cm ²)
f_{pc}	esfuerzo a compresión en el concreto, después de todas las pérdidas de presfuerzo, en el centroide de la sección transversal que resiste acciones externas o en la unión entre el patín y el alma si el centroide cae dentro del patín, MPa (kg/cm ²)
f_{pi}	esfuerzo en el acero de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia, MPa (kg/cm ²)
f_{po}	esfuerzo del acero de presfuerzo después de aplicar carga en gato y del asentamiento, MPa (kg/cm ²)
f_{ps}	esfuerzo en el acero de presfuerzo a la resistencia nominal a flexión, MPa (kg/cm ²)
$f_{ps}^{(t)}$	esfuerzo del acero de presfuerzo en el tiempo t , MPa (kg/cm ²)
f_{pt}	esfuerzo en el acero de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia, MPa (kg/cm ²)
f_{pu}	esfuerzo resistente a la tensión especificado del acero de presfuerzo, MPa (kg/cm ²)
f_{py}	esfuerzo de fluencia especificado del acero de presfuerzo, MPa (kg/cm ²)
f_{rc}	esfuerzo de compresión efectivo en el centroide de la sección transversal, MPa (kg/cm ²)
f_{se}	esfuerzo en el acero de presfuerzo en condiciones de servicio después de pérdidas, MPa (kg/cm ²)
f_{su}	esfuerzo resistente máximo del acero, MPa (kg/cm ²)
f_y	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, MPa (kg/cm ²)
f_{yt}	esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo transversal, MPa (kg/cm ²)
f'_c	resistencia especificada del concreto a compresión, MPa (kg/cm ²)
\bar{f}_c	resistencia media a compresión del concreto, MPa (kg/cm ²)
f'_c	magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión, MPa (kg/cm ²)
f'_s	esfuerzo en el acero de refuerzo a compresión dentro del puntal en el estado de resistencia nominal, MPa (kg/cm ²)
f'_t	resistencia especificada del concreto a flexión, MPa (kg/cm ²)
\bar{f}_f	resistencia media a tensión por flexión del concreto o módulo de rotura, MPa (kg/cm ²)
\bar{f}_t	resistencia media del concreto a tensión, MPa (kg/cm ²)
H	longitud libre de un miembro a flexocompresión. También, en columnas que soporten sistemas de piso formados por vigas y losas, H será la distancia libre entre el piso y la cara inferior de la viga más peraltada que llega a la columna en la dirección en que se considera la flexión. En aquéllas que soporten losas planas, H será la distancia libre entre el piso y la sección en que la columna se une al capitel, al ábaco o a la losa, según el caso, mm (cm)
H'	longitud efectiva de un miembro a flexocompresión, mm (cm)
H_c	altura del elemento a compresión medida a centros entre uniones, mm (cm)
H_m	altura total del muro desde su desplante hasta su punta, o bien altura libre de un segmento de muro o de un muro-columna, mm (cm)
H_{msc}	altura de todo el muro arriba de la sección crítica por flexión y carga axial, mm (cm)
H_n	altura de la estructura desde la base hasta el nivel más alto del sistema sismorresistente, donde la base es el nivel en el cual se considera que se aplica el movimiento sísmico, m
H_s	altura libre de un segmento de muro, mm (cm)
HR	humedad relativa promedio del ambiente, porcentaje
h	peralte total de un elemento, o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante, mm (cm)
h_{anc}	altura del dispositivo de anclaje de postensado o del grupo de dispositivos de anclaje de postensado a baja separación, mm (cm)
h_i	altura de entrepiso del i -ésimo piso medida entre ejes, mm (cm)
h_x	separación centro a centro máxima de barras de refuerzo longitudinal soportadas lateralmente por esquinas de grapas o de ramas de estribos alrededor de una columna o de un elemento de borde de un muro, mm
h_2	distancia entre el eje neutro y la fibra más alejada en tensión, mm (cm)

I	momento de inercia de la sección, mm ⁴ (cm ⁴)
I_{efec}	momento de inercia efectivo de la sección, mm ⁴ (cm ⁴)
I_g	momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto de un miembro, mm ⁴ (cm ⁴)
I_{se}	momento de inercia del refuerzo con respecto al eje que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro, mm ⁴ (cm ⁴)
I_{transf}	momento de inercia de la sección transformada, mm ⁴ (cm ⁴)
J	factor de cálculo para pérdidas por relajación del acero en elementos postensados
K_{AE}	factor de cálculo para pérdidas por acortamiento elástico de elementos postensados
K_c	cociente entre el módulo de elasticidad y la raíz cuadrada de la resistencia a compresión $K_c (E_c/\sqrt{f'_c})$, MPa ^{1/2} (kg ^{1/2} /cm)
K_{CC}	factor para el cálculo de pérdidas debido a contracción del concreto
K_{FP}	coeficiente para tomar en cuenta pérdidas por flujo plástico
K_{RA}	factor de cálculo para pérdidas por relajación del acero en elementos postensados
K_{tr}	índice de refuerzo transversal
k	factor de longitud efectiva
k_f	factor de resistencia del concreto para calcular la cuantía de refuerzo transversal en columnas de ductilidad alta
k_n	factor de eficiencia del confinamiento para calcular la cuantía de refuerzo transversal en columnas de ductilidad alta
k_w	coeficiente de fricción por oscilación (<i>wobble</i>), m ⁻¹
L	claro o longitud de un elemento; también, longitud de un muro o de un tablero de muro en la dirección de la fuerza cortante de diseño; o también, en concreto presforzado, longitud del tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto x ; también, la menor dimensión entre la longitud no restringida y la altura no restringida en muros de concreto simple, mm (cm)
L_a	distancia libre al paño del alma del miembro más cercano, mm (cm)
L_{anc}	longitud de anclaje, mm (cm)
L_b	ancho de la placa de apoyo, mm (cm)
L_d	longitud de desarrollo de torones de presfuerzo de siete alambres a tensión, mm (cm)
L_{dc}	longitud de desarrollo de refuerzo sujeto a compresión, mm (cm)
L_{dcc}	longitud de desarrollo de refuerzo dentro de concreto confinado, mm (cm)
L_{dh}	longitud de desarrollo de una barra que termina con doblez a 90 o 180 grados, mm (cm)
L_{dm}	longitud de desarrollo de refuerzo que no pasa totalmente a través de un núcleo confinado, mm (cm)
L_{dt}	longitud de desarrollo de una barra que termina con cabeza, mm (cm)
L_{eb}	Longitud del elemento de borde en un muro, mm (cm)
L_{ext}	longitud del tramo recto después de un doblez de una barra, mm (cm)
L_{libre}	claro libre, mm (cm)
L_m	longitud total del muro, o bien la longitud de un segmento de muro o de un muro-columna en la dirección de la fuerza cortante, mm (cm)
L_n	longitud del claro del elemento, medido desde los paños interiores de los apoyos, mm (cm)
L_o	longitud medida desde la cara del nudo y a lo largo del eje del elemento, sobre la cual se debe colocar refuerzo transversal con baja separación, mm (cm)
L_s	claro de cortante, distancia entre un extremo del elemento y el punto de inflexión; también longitud de un segmento de muro en la dirección de la fuerza cortante, mm (cm)
L_{tc}	longitud de traslape a compresión, mm (cm)
L_{tr}	longitud de transferencia del refuerzo presforzado, mm (cm)
L_{ut}	longitud de traslape a tensión, mm (cm)
m	relación entre el claro corto, a_1 , y el claro largo, a_2 , de un tablero de losa
M_{agr}	momento de agrietamiento, N-mm (kg-cm)
M	momento flexionante que actúa en una sección, N-mm (kg-cm)
M_c	momento flexionante amplificado resultado de la revisión por esbeltez en miembros con extremos restringidos lateralmente, N-mm (kg-cm)
M_{CRE}	momento de agrietamiento de la sección debido a cargas externas, N-mm (kg-cm)
M_{max}	momento flexionante máximo en una sección, N-mm (kg-cm)
M_{nb}	resistencia nominal a flexión de una viga, N-mm (kg-cm)
M_{nc}	resistencia nominal a flexión de una columna, N-mm (kg-cm)

M_{pp}	momento flexionante que experimenta la sección transversal inmediatamente después de la transferencia y que usualmente se debe al peso propio de la pieza y a cualquier otra carga permanente en el tiempo del presfuerzo, N-mm (kg-cm)
M_{pr}	resistencia probable a flexión de una sección calculada de acuerdo con 8.2.4, N-mm (kg-cm)
M_r	momento flexionante de rotura, N-mm (kg-cm)
M_R	resistencia a flexión, N-mm (kg-cm)
M_{sc}	momento último (con factor de carga) de la losa que es resistido por la columna en una conexión, N-mm (kg-cm)
M_{ser}	momento máximo en un miembro debido a cargas de servicio para el cálculo de deflexiones, N-mm (kg-cm)
M_u	momento flexionante último o resistencia requerida a momento, N-mm (kg-cm)
M_y	momento flexionante a la fluencia, N-mm (kg-cm)
M_1	menor momento flexionante en un extremo de un miembro a flexocompresión; N-mm (kg-cm)
M_2	mayor momento flexionante en un extremo de un miembro a flexocompresión; N-mm (kg-cm)
M_{1b}	momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_1 , producido por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden, N-mm (kg-cm)
M_{1s}	momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_1 , producido por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden, N-mm (kg-cm)
M_{2b}	momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_2 , producido por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden, N-mm (kg-cm)
M_{2s}	momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_2 , producido por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden, N-mm (kg-cm)
N_{uc}	fuerza factorizada de restricción aplicada a una conexión de apoyo que actúa de modo perpendicular y simultánea a V_u , tomada positiva a tensión, N (kg)
$N_{uc, máx}$	fuerza factorizada de restricción máxima que puede ser transmitida mediante a una conexión de apoyo, N (kg)
n_l	número de barras longitudinales alrededor del perímetro del núcleo de una columna con estribos cerrados rectangulares que son soportadas lateralmente por las esquinas de los estribos o por ganchos estándar a 135 grados en columnas de ductilidad alta. Un paquete de barras se cuenta como una sola barra
n_p	número de pisos arriba de la sección crítica
n_{pi}	relación modular del refuerzo de presfuerzo con respecto al concreto en la transferencia
n_{presf}	relación modular del acero de presfuerzo con relación al concreto a la edad cuando se aplica la carga superpuesta
P_{bR}	carga axial de compresión en columna asociada a la falla balanceada, N (kg)
P_i	fuerza de presfuerzo inicial después de las pérdidas por asentamiento de anclaje, N (kg)
P_R	carga axial resistente, N (kg)
P_u	carga axial última o resistencia requerida a carga axial, N (kg)
P_{pu}	fuerza de presfuerzo última en el dispositivo de anclaje, N (kg)
P_0	carga axial máxima, N (kg)
P_C	carga axial crítica, N (kg)
p	cuantía del refuerzo longitudinal a tensión A_s/bd
p'	cuantía del refuerzo longitudinal a compresión A_s'/bd
p_l	cuantía del refuerzo perpendicular a la dirección de la fuerza cortante de diseño distribuido en el área bruta de la sección transversal normal a dicho refuerzo
p_s	cociente del volumen del refuerzo helicoidal y el volumen total del núcleo confinado por el refuerzo helicoidal, medido desde el paño exterior de dicho refuerzo
p_r	cuantía del refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño distribuido en el área bruta de la sección transversal normal a dicho refuerzo
Q	factor de comportamiento sísmico, definido en la NTC-Sismo
q	$pf_c'f_y$
q_r	reacción del suelo uniforme e incrementada, para cimientos con carga excéntrica, N/m ² (kg/m ²)
R	factor de sobrerresistencia para diseño por sismo

R_b	distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella (losas), mm (cm)
r	radio de giro de una sección (general), radio del círculo de igual área a la de la aplicación de la carga (losas), mm (cm)
r_b	radio del doblaje de una barra, mm (cm)
S_e	resistencia probable (a momento, carga axial o fuerza cortante) de una conexión en las zonas donde se espera la fluencia del refuerzo correspondiente con el mecanismo plástico que se forma ante deformaciones laterales en el intervalo inelástico y que considera los efectos de cargas permanentes y el sismo
S_m	módulo elástico de la sección, mm ³ (cm ³)
S_n	resistencia nominal de una conexión fuerte en marcos resistentes a momentos de ductilidad alta construidos con concreto prefabricado
S_y	resistencia a la fluencia de la conexión de muros prefabricados entre sí o entre muros prefabricados y la cimentación
s	separación entre barras, alambres y torones de presfuerzo, mm (cm)
SLD	separación a centros del refuerzo distribuido en la dirección longitudinal del elemento ALD medida en el plano del modelo de puntales y tensores, mm (cm)
SVD	separación a centros del refuerzo distribuido AVD y medida a lo largo del eje del elemento, mm (cm)
SWD	separación a centros de los planos del refuerzo distribuido medida en el ancho del elemento, mm (cm)
s_o	separación centro a centro del refuerzo transversal dentro de la longitud L_o , mm
T_{ch}	umbral de torsión, N-mm (kg-cm)
T_{cr}	momento torsionante de agrietamiento, N-mm (kg-cm)
T_{rotura}	fuerza de rotura del concreto generada por el postensado de tendones, N (kg)
T_v	tiempo de escurrimiento de la mezcla en el ensayo embudo V, s
T_x	fuerza de presfuerzo en el punto x, N (kg)
T_0	fuerza de presfuerzo en el extremo final de donde se realiza el postensado, N (kg)
T_{50}	tiempo que requiere la "torta" de la mezcla de concreto para alcanzar un diámetro de 500 mm (50 cm), s
t	espesor del patín en secciones I o L, o espesor de muros, mm (cm); también tiempo, s
t_{mag}	tamaño máximo del agregado, mm (cm)
t_t	tiempo entre la aplicación de la carga de presfuerzo del acero hasta la transferencia del presfuerzo, s
V/S	relación volumen a área de superficie del elemento del concreto, mm (cm)
V_e	fuerza cortante de diseño de combinaciones de carga que incluyen el sismo, N (kg)
V_R	fuerza cortante resistente, N (kg)
V_{Rj}	resistencia de diseño a cortante de una unión viga-columna, N (kg)
V_{ush}	fuerza cortante factorizada proveniente de las combinaciones de cargas con sismo, incluyendo el efecto horizontal del sismo, N (kg)
V_i	fuerza cortante del entrepiso i, N (kg)
V_u	fuerza cortante última o resistencia requerida a cortante, N (kg)
V_{uj}	fuerza cortante última o resistencia requerida a cortante de una unión viga-columna, N (kg)
v_{cR}	esfuerzo cortante resistente del concreto ante fuerza cortante en dos direcciones, MPa (kg/cm ²)
v_{sR}	esfuerzo cortante equivalente correspondiente a la resistencia ante fuerza cortante en dos direcciones provista por el acero de refuerzo, MPa (kg/cm ²)
v_{uv}	esfuerzo cortante factorizado en la sección crítica de la losa para cortante en dos direcciones obtenida de la combinación de cargas crítica y sin transferencia de momento, MPa (kg/cm ²)
W_c	densidad de equilibrio del concreto ligero, kg/m ³
W_u	suma de las cargas de diseño, resultado de la suma de las cargas muertas y vivas (especificadas en la NTC-Criterios) multiplicadas por el factor de carga correspondiente, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado, N (kg)
w	Carga factorizada por unidad de superficie en losas que trabajan en dos direcciones, kN/m ² (kg/m ²)
w_u	carga factorizada por unidad de longitud en vigas o en losas que trabajan en una dirección, kN/m ² (kg/m ²)
$w_{t, \text{máx}}$	ancho o peralte efectivo máxima del puntal de concreto concéntrico con un tensor, mm (cm)
w_s	carga total de servicio por unidad de área sin reducción de carga viva, kN/m ² (kg/m ²)
w_t	ancho o peralte efectivo del puntal de concreto concéntrico con un tensor medido en el plano del modelo de puntales y tensores, usado para dimensionar la zona nodal, mm (cm)
x	menor distancia entre la cara lateral de la columna y la cara de la viga, medida perpendicular a la dirección de fuerzas que inducen el cortante en el nudo; también longitud del tendón del punto de tensado al punto x, mm (cm)

Δf_{pA}	pérdida por asentamiento de anclaje, MPa (kg/cm ²)
Δf_{pAE}	pérdida de presfuerzo por acortamiento elástico, MPa (kg/cm ²)
Δf_{pCC}	pérdida de presfuerzo debido a contracción del concreto, MPa (kg/cm ²)
Δf_{pET}	valor inicial de la pérdida de presfuerzo por acortamiento elástico, MPa (kg/cm ²)
Δf_{pF}	pérdida por fricción, MPa (kg/cm ²)
Δf_{pFP}	pérdidas de presfuerzo por flujo plástico, MPa (kg/cm ²)
Δf_{pGE}	incremento en el presfuerzo por ganancia elástica debido a la adición de carga muerta superpuesta, MPa (kg/cm ²)
Δf_{pRA}	pérdida de presfuerzo por relajación del acero, MPa (kg/cm ²)
Δf_{cgp}	cambio en el esfuerzo del concreto en el centro de gravedad de la fuerza de presfuerzo debido a la aplicación de carga superpuesta, MPa (kg/cm ²)
Δf_p	incremento de esfuerzo en el acero de presfuerzo debido a cargas factorizadas, MPa (kg/cm ²)
Δf_{pT}	pérdida por efecto de temperatura, MPa (kg/cm ²)
$\Delta f_{pTotal, pret}$	pérdida de presfuerzo total en elementos pretensados, suma total de pérdidas a corto plazo y diferidas, MPa (kg/cm ²)
$\Delta f_{pTotal, post}$	pérdida de presfuerzo total en elementos postensados, suma total de pérdidas a corto plazo y diferidas, MPa (kg/cm ²)
ΔP	cambio en la fuerza de presfuerzo, N (kg)
Δs	asentamiento del anclaje, mm (cm)
ΔT_2	cambio de temperatura entre el tensado y el colado, K (°C)
$\Delta \epsilon_{libre}$	cambio en la deformación unitaria de la longitud libre del acero de presfuerzo
$\Delta \epsilon_{pA}$	cambio en la deformación unitaria del acero de presfuerzo debido al asentamiento del anclaje
α	ángulo que define la orientación del refuerzo, grados
α_c	coeficiente para calcular la contribución del concreto a la resistencia a cortante de muros de ductilidad alta, MPa (kg/cm ²)
α_{ps}	coeficiente de expansión térmica del acero de presfuerzo, mm/K (cm/°C)
α_1	ángulo mínimo entre el refuerzo distribuido en una dirección y el puntal, grados
β_b	cociente del área de refuerzo terminado y el área total de refuerzo a tensión en la sección
β_c	coeficiente para calcular la resistencia a la compresión del puntal que depende del confinamiento del mismo
β_{ds}	relación del cortantes sostenido máximo dentro de un entrepiso y el cortante máximo en ese entrepiso asociado con la misma combinación de carga
β_{dns}	Relación entre la carga axial de diseño factorizada, producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño factorizada total asociada con la misma combinación de carga
β_s	coeficiente para calcular la resistencia a la compresión del puntal que depende de la ubicación del mismo
β_1	factor definido en el inciso 3.6.1.e que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro, c
γ	Relación entre la dimensión de la zona cargada y la mayor en elementos de concreto simple
γ_f	factor para determinar la fracción de M_{sc} que se transmite como flexión en la losa en conexiones losa-columna
γ_{max}	distorsión límite de referencia para una estructura con irregularidad estructural, igual a γ_{OI} cuando se considera el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, e igual a γ_{SV} cuando se considera el nivel de desempeño de Seguridad de Vida
δ	amplitud de vibración, mm (cm)
δ_c	capacidad de desplazamiento de un muro medido en su punta, mm (cm)
δ_i	desplazamiento relativo de diseño del piso i , producido por la fuerza cortante de entrepiso V_i , mm (cm)
δ_u	desplazamiento de diseño, mm (cm)
ϵ_{cf}	contracción por secado final
ϵ_t	deformación unitaria del acero de refuerzo en tensión
ϵ_{ty}	deformación unitaria a la fluencia del acero de refuerzo en tensión
ϕ	curvatura de una sección transversal de un elemento, 1/mm (1/cm)
ϕ_y	curvatura a la fluencia del refuerzo en tensión de una sección transversal de un elemento, 1/mm (1/cm)
θ	inclinación de un puntal con respecto a un tensor, grados; también, rotación de un segmento del elemento, rad

θ_p	rotación posterior a la fluencia, rad
θ_{pc}	rotación posterior al momento máximo, rad
λ	factor de corrección por el comportamiento del concreto ligero
λ_{est}	índice de estabilidad
λ_s	factor de reducción por tamaño
μ_p	coeficiente de fricción por curvatura en el presfuerzo
ρ	factor de amplificación dinámica por vibración
σ	esfuerzo de compresión en el concreto, MPa (kg/cm ²)
ψ_c	factor para modificar la longitud de desarrollo que depende de la resistencia nominal del concreto a compresión
ψ_e	factor para modificar la longitud de desarrollo si el refuerzo está cubierto con resina epoxi o con lodo bentonítico
ψ_g	factor para modificar la longitud de desarrollo según el grado del refuerzo
ψ_o	factor para modificar la longitud de desarrollo de barras con dobleces y barras con cabeza que depende del recubrimiento lateral y el confinamiento
ψ_p	factor para modificar la longitud de desarrollo dependiendo de la posición del refuerzo durante la colocación del concreto
ψ_{par}	factor para modificar la longitud de desarrollo de barras con cabeza basado en estribos paralelos a la barra por desarrollar
ψ_r	factor para modificar la longitud de desarrollo en función del refuerzo de confinamiento
ψ_t	factor para modificar la longitud de desarrollo basado en el tamaño de la barra
ψ_w	factor para modificar la longitud de desarrollo de mallas de alambre soldado
Ω_v	factor de sobrerresistencia igual al cociente M_{pr}/M_u en la sección crítica del muro
ω_v	factor que toma en cuenta la amplificación dinámica de la fuerza cortante en un muro

Espacio en blanco dejado de manera intencional

TERMINOLOGÍA

Acción interna

También llamada fuerza interna.

Acero de presfuerzo

Elemento de acero de alta resistencia como alambre, barra, torón, o un paquete (tendón) de estos elementos, utilizado para aplicar fuerzas de presfuerzo al concreto.

Acero extremo en tensión

Refuerzo (presforzado o no presforzado) más alejado de la fibra extrema en compresión.

Ancla

Ver refuerzo postinstalado.

Capacidad estructural

Resistencia, la rigidez la ductilidad o capacidad de deformación en el intervalo inelástico de comportamiento, y a la habilidad para disipar energía de un elemento o elemento.

Carga de servicio

La carga especificada por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del cual esta NTC forma parte (sin factores de carga).

Carga factorizada

La carga multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia de estas Normas.

Carga muerta

Cargas muertas soportadas por un elemento, según se definen en las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Carga viva

Carga viva especificada en las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Colector

Elemento que sirve para transmitir las fuerzas de inercia dentro del diafragma a los elementos del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo. Debe ser monolítico con la losa, dentro del espesor de la losa o siendo más grueso que la losa.

Columna

Elemento con una relación entre altura y menor dimensión lateral mayor que 3 usado principalmente para resistir carga axial de compresión. Para un elemento de sección variable, la menor dimensión lateral es el promedio de las dimensiones superior e inferior del lado menor.

Concreto autocompactante

Aquel que, por efecto de una dosificación adecuada, contenido y combinación de finos, así como por el empleo de aditivos superplastificantes y modificadores de viscosidad, se compacta por la acción de su propio peso, sin necesidad de energía de vibración ni de cualquier otro método de compactación, sin presentar segregación, bloqueo de agregado grueso, sangrado, ni exudación de la lechada. Se le conoce también como concreto autoconsolidable o autocompactable.

Concreto bajo en carbono

Aquel que, en el proceso de fabricación de materia prima usada como cemento, agregados, agua, aditivos y adiciones, así como en su traslado a la planta de concreto, su fabricación y entrega al proyecto, muestra una reducción de al menos 30 por ciento en la emisión de dióxido de carbono comparado con un concreto de referencia. Se considerará un concreto de referencia aquel diseñado para una resistencia dada a una edad de garantía dada, fabricado con un cemento portland ordinario sin aditivos y mediante el método de diseño de ACI PRC 211.1.

Concreto con adiciones recicladas

Es aquel al que se adiciona material triturado como materia prima del concreto. Las adiciones recicladas pueden ser llanta triturada, desecho electrónico triturado, PET triturado, entre otros. No sustituyen a los agregados.

Concreto con agregado plástico artificial

Es aquel concreto que reemplaza parcialmente el agregado grueso o fino por material plástico reciclado en forma de agregado. El plástico reciclado proviene de residuos urbanos.

Concreto con agregado reciclado

Concretos fabricados con agregado grueso reciclado proveniente de la trituración de residuos de concreto.

Concreto con cemento alternativo

Es aquel que reemplaza total o parcialmente al cemento portland en algunas aplicaciones. En algunos casos, también se pueden usar cementos alternativos en combinación con cementos portland o cementos portland compuestos. El cemento alternativo generalmente proviene del uso de escorias, geopolímeros o metakaolín en combinación con aditivos activadores.

Concreto de alta resistencia (CAR)

Es aquel que desarrolla resistencias a compresión f_c' mayores que 70MPa (700 kg/cm²) y hasta 100 MPa (1 000 kg/cm²) a diferentes edades, 28, 56 y 90 días.

Concreto de alta resistencia inicial

Es aquel que desarrolla 70% de f_c' en tres días en cilindros curados y ensayados de acuerdo con NMX-C-159-ONNCCE-2016 y NMX-C-083-ONNCCE-2020, respectivamente.

Concreto de ultra alto desempeño (CUAD)

Es aquel que desarrolla resistencias a compresión f_c' mayores que 100 MPa (1 000 kg/cm²) y hasta 250 MPa (2 500 kg/cm²) a 56 días. Incluye fibras de refuerzo metálicas para lograr un comportamiento dúctil a la tensión que puede permitirle prescindir de barras de refuerzo corrugado para algunas aplicaciones cuando el contenido de fibras es al menos 2% en volumen. Según su aplicación, las fibras pueden ser también poliméricas. Su esfuerzo límite elástico en tensión directa (primera fisuración) f_{te} es igual o mayor que 6 MPa (60 kg/cm²).

Concreto especial

Es el que cumple con combinaciones especiales de requisitos de desempeño y uniformidad, que no se pueden lograr de manera rutinaria utilizando componentes convencionales y prácticas normales de mezclado, colocación y curado.

Concreto estructural para aplicaciones especiales

Aquel que, por sus características y propiedades, tiene atributos diferentes a los de los concretos convencionales de la sección 2.2 de esta Norma y que, en ciertos casos, requiere algunas expresiones de diseño modificadas.

Concreto lanzado

Se define como aquel que se coloca por medios neumáticos a alta velocidad, en capas relativamente delgadas, sobre la superficie a ser recubierta; puede ser de concreto simple o reforzado, con fibra o mallas de barras de refuerzo, según las necesidades del proyecto.

Concreto ligero

Aquel cuyo peso volumétrico en estado fresco es inferior a 19 kN/m³ (1 900 kg/m³).

Concreto masivo

Cualquier volumen de concreto cuya combinación de dimensiones de los elementos a ser colados conduzca a esfuerzos térmicos no deseados, agrietamiento, reacciones químicas nocivas o reducción de la resistencia a largo plazo como resultado de una elevada temperatura en el concreto debida al calor de hidratación.

Concreto para impresión digital (Impresión 3D)

Es el colocado capa por capa sin el uso de algún molde de soporte ni vibración mediante un proceso mecánico que consta de una impresora digital de concreto. También puede imprimirse con mortero.

Concreto polimérico

Es una mezcla de agregados y resinas o monómeros sin cemento portland que endurece por polimerización después de que se coloca.

Concreto reforzado con fibras

Incluye en su composición fibras cortas, discretas y distribuidas aleatoriamente en su masa. La aplicación de estos concretos puede ser con finalidad estructural o no estructural.

Concreto reforzado con materiales poliméricos reforzados con fibras

Es un concreto reforzado con barras de un material compuesto adecuadas para el refuerzo interno del concreto y que consta principalmente de fibras longitudinales unidireccionales unidas y moldeadas por una resina de polímero rígido.

Conector mecánico

Sistema o dispositivo usado para unir mecánicamente dos tramos de barras de refuerzo.

Conexión fuerte

Conexión cuya resistencia sea mayor que la de los elementos que une.

Conexión mecánica

Región donde dos tramos de barras de refuerzo son unidos por un conector mecánico.

Constructor

Persona física o moral encargada de ejecutar la obra de conformidad con el proyecto ejecutivo autorizado de acuerdo con el Reglamento.

Contratrabe

Viga en cimentación con trabajo inverso al de una viga común cuyos momentos y cortantes son producidos por la reacción del suelo a la cimentación. Puede ser parte de una losa de cimentación, de una zapata corrida o de un cabezal alargado.

Corresponsable

Corresponsable en Seguridad Estructural.

Cuerda

Elemento a lo largo del diafragma o de los bordes de las aberturas con refuerzo longitudinal concentrado y, en algunos casos, refuerzo transversal adicional, que actúa principalmente para resistir las fuerzas de tensión y compresión generadas por la flexión en el diafragma.

Deformación unitaria neta de tensión

Deformación unitaria de tensión cuando se alcanza la resistencia nominal, excluidas las deflexiones unitarias debidas al presfuerzo efectivo, flujo plástico, contracción y temperatura.

Demanda (estructural)

Magnitud de las fuerzas internas y distorsiones o deflexiones causadas por acciones permanentes, variables y/o accidentales; frecuente en diseño por sismo.

Densidad de equilibrio del concreto ligero

Densidad que alcanza el concreto ligero estructural después de estar expuesto a una humedad relativa de $50\pm 5\%$ y temperatura entre 294 K y 298 K ($23\pm 2^\circ\text{C}$), por el lapso necesario para que no haya pérdida significativa de masa.

Diafragma

Elemento horizontal que transfiere las fuerzas de inercia inducidas por sismo a los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo a través del trabajo conjunto de sus elementos, incluidos cuerdas, colectores, tensores y puntales.

Director

Director Responsable de Obra.

Discontinuidad

Cambio abrupto en la geometría o en las cargas que ocasiona un cambio en la distribución de esfuerzos del elemento.

Durabilidad

Una de las características principales de las estructuras de concreto, que requiere la exigencia de atributos adicionales a la resistencia mecánica. Está determinada por su capacidad de resistir la acción del ambiente circundante, así como todos los procesos de deterioro tales como la corrosión del acero de refuerzo, la permeabilidad a sustancias deletéreas, el ataque químico, el ataque por sulfatos, la carbonatación nociva, la abrasión, entre otros.

Edificación

Construcción sobre un predio.

Elementos estructurales secundarios

Aquellos que resisten carga gravitacional y cuya contribución a resistir fuerzas laterales, incluidas las inducidas por sismo o viento, es baja.

Esfuerzo

Fuerza por unidad de área.

Esfuerzo de fluencia

Esfuerzo de fluencia mínima especificada, o punto de fluencia del refuerzo. El esfuerzo de fluencia o el punto de fluencia deben determinarse en tensión, de acuerdo con las normas NMX-C-289 ONNCCE.

Estribo

Refuerzo usado para resistir fuerzas cortantes o por torsión en un elemento; barra o alambre corrugado, o refuerzo de alambre soldado doblado en forma rectangular que se coloca perpendicular o en ángulo con respecto al refuerzo longitudinal y se ancla cerca de las fibras extremas a compresión y tensión de una sección mediante dobleces, cabezas o alambres transversales.

Estribo cerrado

Estribo cerrado de una pieza o colocado de forma continua a lo largo del elemento con dobleces estándar en sus extremos. Un estribo cerrado no podrá ser hecho por barras corrugadas con cabeza entrelazadas. Véase 14.7.3.

Fibras para fines estructurales

Aquellas cuya relación de aspecto y mecanismos de anclaje proporcionan una tenacidad importante al concreto. En esta Norma sólo se permite el uso de fibras de acero para fines estructurales.

Fibras para fines no estructurales

Aquellas que sin proporcionar una tenacidad importante al concreto y sin considerarlas en el cálculo de la respuesta, mejoran las propiedades del concreto como control del agrietamiento por contracción, incremento de la resistencia al fuego, resistencia a la abrasión y al impacto, entre otras.

Fuerzas internas

Fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de un elemento estructural o conexión.

Fuerza interna controlada por deformación

Momento flexionante, momento torsionante, fuerza cortante, o fuerza axial asociados a una deformación, desplazamiento o rotación, que exceden el valor de fluencia en el elemento y que no debe sobrepasar la capacidad de deformación plástica del elemento evaluado.

Fuerza interna controlada por fuerza

Momento flexionante, momento torsionante, fuerza cortante, o fuerza axial internos asociados a una deformación, desplazamiento o rotación, menores que el valor de fluencia en el elemento, y que no debe exceder la resistencia del elemento evaluado.

Grapa

Barra continua de refuerzo con ganchos en sus extremos, tal que sus ganchos abracen barras longitudinales perimetrales. Para estructuras de ductilidad baja los ganchos tendrán dobleces de 135 y 90 grados. En estructuras de ductilidad media y alta, los dobleces serán de 135 grados.

Longitud de anclaje

Longitud del refuerzo embebido en el concreto que se extiende más allá de una sección crítica.

Longitud de desarrollo, barras no presforzadas

Longitud embebida del acero de refuerzo en el concreto que se requiere para desarrollar, en la sección crítica, el esfuerzo especificado de fluencia f_y o donde se indique específicamente en esta Norma, sustituyendo un esfuerzo en la barra de $1.25f_y$ en lugar de f_y .

Longitud de desarrollo, acero de presfuerzo

Longitud embebida del refuerzo en el concreto que se requiere para desarrollar f_{ps} del acero de presfuerzo.

Longitud de transferencia

Longitud embebida del torón de presfuerzo en el concreto que se requiere para transferir el presfuerzo efectivo al concreto.

Losa de concreto sobre rasante

Losa de concreto apoyada directamente sobre el suelo que sirve como superficie de rodamiento y/o almacenaje de mercancías, vehículos y equipos de estiba o estantes en naves industriales, bodegas y centros de distribución de mercancías. La losa de concreto funciona como placa que trasmite las cargas a las capas de suelo que componen la estructura de soporte de éste.

Materiales cementantes

Aquellos que contienen un valor cementante si se usa en morteros o concreto, que incluyen cemento portland, cementos hidráulicos compuestos, cementos expansivos, cenizas volantes, puzolanas naturales crudas o calcinadas, escoria, humo de sílice y puzolana de vidrio molido.

Material cementante alternativo

Material inorgánico que puede ser usado como ~~un~~ reemplazo total o parcial de cemento portland o cemento compuesto, que no es un material de relleno y que cumple con ACI ITG-10.1R.

Modelo de puntales y tensores

Un modelo tipo “armadura” de un elemento estructural, o de una región D de ese elemento, idealizado con puntales y tensores conectados en los nudos, capaces de transferir las cargas factorizadas a los apoyos o hacia las regiones B adyacentes.

Módulo de elasticidad

Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tensión o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material.

Muro

Elemento, generalmente vertical, empleado para encerrar o separar espacios.

Normas

Normas Técnicas Complementarias y otras Normas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigentes.

NTC-Acero

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.

NTC-Cimentaciones

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

NTC-Concreto

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

NTC-Criterios

Norma Técnica Complementaria sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

NTC-Evaluación y Rehabilitación

Norma Técnica Complementaria para Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes.

NTC-Madera

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera y Bambú.

NTC-Mampostería

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

NTC-Proyecto Arquitectónico

Norma Técnica Complementaria para Diseño de Proyecto Arquitectónico.

NTC-Revisión

Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones.

NTC-Sismo

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo.

NTC-Viento

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Viento.

Nudo

Lugar donde se intersecan y conectan los ejes de los puntales, tensores y fuerzas concentradas.

Peralte efectivo de la sección

La distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal sometido a tensión.

Postensado

Método en el cual el acero de presfuerzo se tensiona después de que el concreto ha endurecido.

Propietario o Poseedor

Persona física o moral que tiene la propiedad o posesión jurídica de un bien inmueble.

Proyectista

Persona física con cédula profesional encargada de realizar el proyecto estructural y/o de la rehabilitación de acuerdo con el Reglamento, sus Normas y esta Norma.

Proyecto ejecutivo de obra

Conjunto de planos, memorias descriptivas y de cálculo, catálogo de conceptos, normas y especificaciones que contiene la información y define el proceso de construcción y/o de la rehabilitación de un inmueble.

Puntal

Un elemento que representa la resultante de un campo de compresión paralelo o en forma de abanico. Son idealizados como elementos prismáticos en compresión. En función de los esfuerzos a lo largo de su longitud pueden ser de borde o interiores. También, elemento a compresión de un diafragma estructural que se utilizan para proporcionar continuidad alrededor de una abertura en el diafragma.

Puntal de borde

Un puntal con esfuerzos uniformes a lo largo de su longitud. Los puntales de borde no están sometidos a tensión diagonal y por lo tanto tienen una resistencia efectiva f_{ce} más alta que los puntales interiores. Son típicamente los elementos de la cuerda superior de la armadura idealizada de una viga en flexión.

Puntal interior

Un puntal con esfuerzos de tensión diagonal a lo largo de su longitud.

Refuerzo

Material que cumple con lo especificado en el capítulo 2, excluyendo el acero de presfuerzo, a menos que se incluya en forma explícita.

Refuerzo, postinstalado

Barras corrugadas instaladas con adhesivos o mortero fluido (*grout*) en agujeros hechos en concreto endurecido. También llamadas anclas.

Región B

Parte de un elemento en la que pueden aplicarse los supuestos de la teoría convencional de diseño de concreto reforzado de secciones planas, mencionadas de la teoría de flexión en 3.6. En general cualquier porción de un elemento fuera de las regiones D es una región B.

Región D

La parte de un elemento dentro de una distancia h de una discontinuidad de fuerza ó una discontinuidad geométrica. La hipótesis de secciones planas no es aplicable en estas regiones.

Relación de aspecto de las fibras

Cociente entre la longitud y el diámetro de la fibra o diámetro equivalente, en caso de que la sección transversal no sea circular.

Resistencia a tensión del refuerzo

Resistencia correspondiente al valor máximo del esfuerzo a tensión resistido por una probeta de acero y determinado a partir del método de ensayo establecido en la norma NMX aplicable.

Resistencia de diseño

Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia F_R .

Resistencia nominal

Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de este Reglamento, antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia.

Resistencia requerida

Resistencia que un elemento o una sección transversal debe tener para resistir las cargas factorizadas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas según lo estipulado en estas Normas.

Sección controlada por compresión

Sección transversal en la cual la deformación unitaria neta por tensión en el acero extremo en tensión, correspondiente a la resistencia nominal, es menor o igual al límite de deformación unitaria controlado por compresión.

Sección controlada por tensión

Sección transversal en la cual la deformación unitaria neta de tensión en el acero extremo en tensión, en el estado de resistencia nominal, es mayor o igual que 0.005.

Supervisor

Persona física o moral encargada de dar seguimiento a la ejecución de las obras de conformidad con los proyectos ejecutivos aprobados por el cliente, cumpliendo con los estándares de calidad, plazos de ejecución y presupuestos establecidos.

Tensor

Un tensor consiste en refuerzo o acero presforzado más una porción del concreto que lo rodea y que es colineal con el eje del tensor. El concreto adyacente se incluye para definir la zona en la cual deberán anclarse las fuerzas de los puntales y tensores. En un tensor, se desprecia la contribución del concreto para resistir la fuerza axial. También elemento a tensión en un diafragma.

Trabe de liga

Viga en cimentación para unión de elementos como zapatas aisladas, pilas o pilotes, o cabezales para grupos de pilotes.

Unión de rodilla

Unión donde dos elementos no colineales que transfieren momento y terminan en ella.

Zona nodal

El volumen de concreto alrededor de un nudo que se supone transfiere las fuerzas de los puntales y tensores a través del nudo.

Zona nodal extendida

Parte de un elemento acotada por la intersección del ancho efectivo del puntal y el peralte efectivo del tensor.

Zona nodal hidrostática

Tipo de zona nodal que tiene caras cargadas perpendiculares a los ejes de los puntales y tensores que actúan en el nudo y presenta esfuerzos iguales sobre dichas caras.

Zona protegida

Región en vigas en la que se prohíbe la penetración, perforación, anclaje o alteración alguna durante la vida útil de la edificación.

ESTÁNDARES

Normas Mexicanas (NMX)

Industria siderúrgica

- NMX-B-072-CANACERO-2017—Varilla corrugada de acero - grado 60 - laminada en frío para refuerzo de concreto - Especificaciones y métodos de prueba
- NMX-B-172-CANACERO-2018 — Métodos de prueba mecánicos para productos de acero y hierro
- NMX-B-253-CANACERO-2020 — Alambre de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba
- NMX-B-290-CANACERO-2021 — Malla electrosoldada de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto- Especificaciones y métodos de prueba
- NMX-B-292-CANACERO-2018 — Torón de siete alambres sin recubrimiento-relevado de esfuerzos para concreto presforzado-Especificaciones y métodos de prueba
- NMX-B-293-CANACERO-2019 — Alambre de acero - sin recubrimiento con relevado de esfuerzos para usarse en concreto presforzado-Especificaciones y métodos de prueba
- NMX-B-457-CANACERO-2019 — Varilla corrugada de acero de baja aleación para refuerzo de concreto-Especificaciones y métodos de prueba
- NMX-B-482-CANACERO-2016 — Capacitación - calificación y certificación de personal en ensayos no destructivos
- NMX-B-506-CANACERO-2019 — Varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto– Especificaciones y métodos de prueba

Industria de la construcción

- NMX-C-059-ONNCCE-2017 — Cementantes hidráulicos- Determinación del tiempo de fraguado de cementantes hidráulicos (Método de VICAT)
- NMX-C-061-ONNCCE-2015 — Cemento para albañilería (mortero) - especificaciones y métodos de ensayo
- NMX-C-083-ONNCCE-2020 — Concreto – Determinación de la Resistencia a la Compresión de Especímenes – Método de Ensayo
- NMX-C-111-ONNCCE-2018 — Agregados para Concreto Hidráulico - Especificaciones y Métodos de Ensayo
- NMX-C-122-ONNCCE-2019 — Agua para Concreto –Especificaciones
- NMX-C-128-ONNCCE-2013 — Concreto Sometido a Compresión – Determinación del Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson
- NMX-C-146-ONNCCE-2000 — Adiciones para Concreto – Puzolana Natural o Calcinada y Ceniza Volante para Usarse como Aditivo Mineral en Concreto de Cemento Portland – Especificaciones
- NMX-C-155-ONNCCE-2014 — Concreto hidráulico – Dosificado en Masa – Especificaciones y Métodos de Ensayo
- NMX-C-156-ONNCCE-2020 — Concreto hidráulico-determinación del revenimiento en el concreto fresco-método de ensayo
- NMX-C-159-ONNCCE-2016 — Concreto-elaboración y curado de especímenes de ensayo
- NMX-C-162-ONNCCE-2014—Concreto hidráulico - Determinación de la masa unitaria - cálculo del rendimiento y contenido de aire del concreto fresco por el método gravimétrico
- NMX-C-163-ONNCCE-2019—Concreto hidráulico – Determinación de la Resistencia a la Tensión por Compresión Diametral de Cilindros de Concreto – Método de ensayo
- NMX-C-169-ONNCCE-2009—Concreto - Extracción de especímenes cilíndricos o prismáticos de concreto hidráulico endurecido-2
- NMX-C-173-ONNCCE-2010—Concreto hidráulico – Determinación de la Variación en Longitud de Especímenes de Mortero de Cemento y de Concreto Endurecidos
- NMX-C-179-ONNCCE-2013 — Adiciones para Concreto – Puzolana Natural o Calcinada y Ceniza Volante para Usarse como Aditivo Mineral en Concreto de Cemento Portland – Muestreo y Método de Ensayo
- NMX-C-180-ONNCCE-2014— Cementantes hidráulicos - Determinación de la reactividad potencial de los agregados con los álcalis de cementantes hidráulicos por medio de barras de mortero
- ReinforcementNMX-C-191-ONNCCE-2015 — Concreto – Determinación de la resistencia a la flexión del concreto usando una viga simple con carga en los tercios del claro
- NMX-C-196-ONNCCE-2010 — Agregados - Determinación de la Resistencia a la Degradación por Abrasión e Impacto de Agregados Gruesos Usando la Máquina de los Ángeles

- NMX-C-255-ONNCCE-2013 — Aditivos químicos para concreto – Especificaciones y métodos de ensayo
 NMX-C-263-ONNCCE-2010 — Concreto hidráulico endurecido - Determinación de la Masa Específica - Absorción y Vacíos
 NMX-C-277-ONNCCE-2010 — Agua para concreto – Muestreo
 NMX-C-283-ONNCCE-2018 — Agua para concreto – Métodos de Prueba
 NMX-C-414-ONNCCE-2017 — Cementantes hidráulicos - Especificaciones y métodos de ensayo
 NMX-C-470-ONNCCE-2015 — Concreto - Método estándar para determinar la capacidad de paso del concreto autoconsolidable por medio del anillo “J”
 NMX-C-471-ONNCCE-2013 — Concreto hidráulico - Determinación de la segregación estática de concreto autoconsolidable por el procedimiento de la columna
 NMX-C-472-ONNCCE-2013 — Concreto - Determinación del flujo de revenimiento del concreto autoconsolidable – Método de ensayo-2
 NMX-C-488-ONNCCE-2014 — Fibras de Acero para Refuerzo de Concreto - Especificaciones y Métodos de Ensayo
 NMX-C-535-ONNCCE-2017 — Concreto Reforzado con Macrofibras – Determinación del Desempeño por Flexión Utilizando la Viga con Carga en el Tercio Medio – Método de Ensayo
 NMX-C-537-ONNCCE-2018 — Fibras Poliméricas para Concreto - Especificaciones y Métodos de ensayo-
 NMX-C-538-ONNCCE-2017 — Concreto Reforzado con Macrofibras – Determinación de la Resistencia al Agrietamiento - Tenacidad y Resistencia Residual a Tensión – Método de Ensayo-
 NMX-C-539-ONNCCE-2017 — Concreto Reforzado con Macrofibras – Determinación de la Tenacidad a la Flexión Utilizando el Panel Circular con Carga Central – Método de Ensayo
 NMX-C-569-ONNCCE-2020 — Durabilidad del Concreto – Diseño con Criterios de Durabilidad del Concreto Utilizado en Estructuras de Concreto con Acero de Refuerzo – Especificaciones

Industria Siderúrgica. Soldadura

- NMX-H-121-CANACERO-1988 — Procedimiento de soldadura estructural - acero de refuerzo

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

- LRFDCONS-4 — Bridge Construction Specifications - 4a Edición - 2017 - Artículo 10.3.2.3
 LRFDUS-8 — Bridge Design Specifications - 8a Edición - 2017 - Artículos 5.8.4.4.2 - 5.8.4.4.3 - y 5.8.4.5

American Concrete Institute (ACI)

- ACI CODE-216.1-19 — Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies
 ACI CODE-318-19 — Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary
 ACI CODE-318.2-19 — Building Code Requirements for Concrete Thin Shells and Commentary
 ACI CODE-332-14 — Residential Code Requirements for Structural Concrete and Commentary
 ACI CODE-355.2-19 — Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary
 ACI CODE-355.4-11 — Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete
 ACI CODE-369.1-22 — Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings—Code and Commentary
 ACI CODE-374.1-05(19) — Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary
 ACI CODE-437.2-13 — Code Requirements for Load Testing of Existing Concrete Structures and Commentary
 ACI CODE-440.11-22 — Building Code Requirements for Structural Concrete Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer (GFRP) Bars—Code and Commentary
 ACI CODE-550.3-13 — Design Specification for Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Special Moment Frames Satisfying ACI 374.1 and Commentary
 ACI CODE-550.4-18 — Qualification of Precast Concrete Diaphragm Connections and Reinforcement at Joints for Earthquake Loading and Commentary
 ACI CODE-550.5-18 — Code Requirements for the Design of Precast Concrete Diaphragms for Earthquake Motions and Commentary
 ACI ITG-5.1-07 — Acceptance Criteria for Special Unbonded Post-Tensioned Precast Structural Walls Based on Validation Testing and Commentary
 ACI ITG-5.2-09 — Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Wall Satisfying ACI ITG-5.1 and Commentary
 ACI ITG-7-09 — Specification for Tolerances for Precast Concrete

ACI ITG-10.1R-18S — Report on Alternative Cement
ACI PRC-201.2R-16 — Guide to Durable Concrete
ACI PRC-207.1-21 — Mass Concrete—Guide
ACI PRC-211.1-22 — Selecting Proportions for Normal-Density and High-Density Concrete—Guide
ACI PRC-209.2R-08 — Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete
ACI PRC-209R-92(08) — Prediction of Creep - Shrinkage - and Temperature Effects in Concrete Structures
ACI PRC-212.3-16 — Report on Chemical Admixtures for Concrete
ACI PRC-215R-92(97) — Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading
ACI PRC-222R — Protection of Metals in Concrete against Corrosion
ACI PRC-239-18 — Ultra-High-Performance Concrete: An Emerging Technology Report
ACI PRC-305R.20 — Guide to Hot Weather Concreting
ACI PRC-347-14(21) — Guide to Formwork for Concrete
ACI PRC-352.1R-11 — Guide for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Concrete Structures
ACI PRC-352R-02 — Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures
ACI PRC-363.2-11 — Guide to Quality Control and Assurance of High-Strength Concrete
ACI PRC-363-10 — Report on High-Strength Concrete
ACI PRC-408.2R-12 — Report on Bond of Steel Reinforcing Bars Under Cyclic Loads
ACI PRC-421.1R-08 — Guide to Shear Reinforcement for Slabs
ACI PRC-423.10R-16 — Guide to Estimating Prestressed Loss
ACI PRC-423.3-17 — Recommendations for Concrete Members Prestressed with Single-Strand Unbonded Tendons
ACI PRC-435R-20 — Report on Deflection of Nonprestressed Concrete Structures
ACI PRC-440.1-15 — Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars
ACI PRC-445.2-21 — Strut-and-Tie Method Guidelines for ACI 318-19 - Guide
ACI PRC-506-22 — Shotcrete-Guide
ACI PRC-506.4R-19 — Guide for Evaluation of Shotcrete
ACI PRC-544.4R — Guide to Design with Fiber-Reinforced Concrete
ACI PRC-548.6-19 — Polymer Concrete: Guidelines for Structural Applications
ACI SPEC-301-16 — Specifications for Structural Concrete
ACI SPEC-423.7-14 — Specification for Unbonded Single-Strand Tendon Materials

American Society for Testing and Materials (ASTM International)

ASTM A29/A29M-16 — Standard Specification for General Requirements for Steel Bars - Carbon and Alloy - Hot-Wrought
ASTM A184/A184M-19 — Standard Specification for Welded Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement
ASTM A370-21 — Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products
ASTM A820/A820M-16 — Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete
ASTM A970/A970M-18 — Standard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement - including Annex A1 Requirements for Class HA Head Dimensions
ASTM A996/A996M-16 — Standard Specification for Rail-steel and Axle-steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement
ASTM A1022/A1022M-22a— Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Wire and Welded Wire for Concrete Reinforcement
ASTM A1035/A1035M-04 — Standard Specification for Deformed and Plain Low Carbon-Chromium Steel Bars Mats for Concrete Reinforcement
ASTM A1044/A1044M-16AE01 — Standard Specification for Steel Stud Assemblies for Shear Reinforcement of Concrete
ASTM C33/C33M-18 — Standard Specification for Concrete Aggregates
ASTM C109/C109M-21— Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (using 2-in or 50 mm cube specimens)
ASTM C191-21 — Standard Test Methods for Time of Setting of Hydraulic Cement by Vicat Needle
ASTM C227-10 — Standard Test Method for Potential Alkali Reaction of Cement-Aggregate Combinations (Mortar-Bar Method)
ASTM C289-07 — Standard Test Method for Potential Alkali-Silica Reactivity of Aggregates (Chemical Method) (Withdrawn 2016)
ASTM C295-19 — Standard Guide for Petrographic Examination of Aggregates for Concrete

- ASTM C307-23 — Standard Test Method for Tensile Strength of Chemical-Resistant Mortar, Grouts, and Monolithic Surfacing
- ASTM C330/C330M-17a — Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete
- ASTM C441/C441M-17 — Standard Test Method for Effectiveness of Pozzolans or Ground Blast-Furnace Slag in Preventing Excessive Expansion of Concrete Due to the Alkali-Silica Reaction
- ASTM C512/C512M-15 — Standard Test Method for Creep of Concrete in Compression
- ASTM C531-18 — Standard Test Method for Linear Shrinkage and Coefficient of Thermal Expansion of Chemical-Resistant Mortars, Grouts, Monolithic Surfacing, and Polymer Concretes
- ASTM C579-23 — Standard Test Methods for Compressive Strength of Chemical-Resistant Mortars, Grouts, Monolithic Surfacing, and Polymer Concretes
- ASTM C580-18 (2023) — Standard Test Method for Flexural Strength and Modulus of Elasticity of Chemical-Resistant Mortars, Grouts, Monolithic Surfacing, and Polymer Concretes
- ASTM C586-19 — Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Carbonate Rocks as Concrete Aggregates (Rock-Cylinder Method)
- ASTM C779-19 — Standard Test Method for Abrasion Resistance of Horizontal Concrete Surfaces
- ASTM C882/C882M-20 — Standard Test Method for Bond Strength of Epoxy-Resin Systems used with Concrete by Slant Shear
- ASTM C939/C939M-22 — Standard Test Method for Flow of Grout for Preplaced-Aggregate Concrete (Flow Cone Method)
- ASTM C940-22 — Standard Test Method for Expansion and Bleeding of Freshly Mixed Grouts for Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory
- ASTM C942/C942M-21 — Standard Test Method for Compressive Strength of Grouts for Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory
- ASTM C953-17 — Standard Test Method for Time of Setting of Grouts for Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory
- ASTM C994-19 — Standard Test Method for Abrasion Resistance of Concrete or Mortar Surfaces by the Rotating-Cutter Method
- ASTM C1074-17 — Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method
- ASTM C1090/C1090M-23 — Standard Test Method for Measuring Changes in Height of Cylindrical Specimens of Hydraulic-Cement Grout
- ASTM C1105-08a (2016) — Standard Test Method for Length Change of Concrete Due to Alkali-Carbonate Rock Reaction
- ASTM C1107/C1107M-20 — Standard Specification for Packaged Dry, Hydraulic-Cement Grout (Nonshrink)
- ASTM C1116/C1116M-10a (2015) — Standard Specification for Fiber-Reinforced Concrete
- ASTM C1181/C1181M-17 — Standard Test Methods for Compressive Creep of Chemical-Resistant Polymer Machinery Grouts
- ASTM C1202-22e1 — Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration
- ASTM C1218-20 — Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete
- ASTM C1260-22 — Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Aggregates (Mortar-Bar Method)
- ASTM C1293-20a — Standard Test Method for Determination of Length Change of Concrete Due to Alkali-Silica Reaction
- ASTM C1339/C1339M-18 — Standard Test Method for Flowability and Bearing Area of Chemical-Resistant Polymer Machinery Grouts
- ASTM C1480-00 — Standard Specification for Packaged - Pre-Blended - Dry - Combined Materials for Use in Wet or Dry Shotcrete Application
- ASTM C1580-20 — Standard Test Method for Water-Soluble Sulfate in Soil
- ASTM C1709-18 — Standard Guide for Evaluation of Alternative Supplementary Cementitious Materials (ASCM) for Use in Concrete
- ASTM D2471-99 — Standard Test Method for Gel Time and Peak Exothermic Temperature of Reacting Thermosetting Resins
- ASTM D5882-16 — Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations
- ASTM D7508/D7508M-20 — Standard Specification for Polyolefin Chopped Strands for Use in Concrete
- ASTM E1155-20 — Standard Test Method for Determining FF Floor Flatness and FL Floor Levelness Numbers

American Welding Society (AWS)

- AWS B1.10M/B1.10:2016 — Guide for the Nondestructive Examination of Welds
- AWS B1.11M/B1.11:2015 — Guide for the Visual Examination of Welds
- AWS D1.1/D1.1M:2020 — Structural Welding Code Steel

AWS D1.4/D1.4M:2018 — Structural Welding Code—Steel Reinforcing Bars
AWS D12.1 — Reinforcing Steel Welding Code

Army Corps of Engineers

COE CRD-C 621 — Corps of Engineers Specification for Non-Shrink Grout

British Standards (BS)

BS EN 12350 – 10:2010 — Testing Fresh Concrete Part 10. Self-Compacting Concrete L-box Test
BS EN 12390 – 8:2000 — Testing Hardened Concrete Part 8: Depth of Penetration of Water under Pressure

Canadian Standards Association (CSA)

CSA A23.3:19 — Design of concrete structures. Standard and Redline

International Organization for Standardization (ISO)

ISO 14064-1:2018 – Greenhouse gases – Part 1: Specification with guidance at the organization level for quantification and reporting of greenhouse gas emissions and removals
ISO 14067:2018 – Greenhouse gases – Carbon footprint of products – Requirements and guidelines for quantification

National Institute of Standards and Technology (NIST)

NIST GCR 17-917-46 v1 — Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings - Part I - General
NIST GCR 17-917-46 v3 — Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings - Part IIb – Reinforced Concrete Moment Frames

New Zealand Standards (NZS)

NZS 3101.1&2:2006 — Concrete Structure Standard - Part 1: The Design of Concrete Structures: Part 2: Commentary on the Design of Concrete Structures

Norma Francesa (NF)

NF P 18-710- 2016 — National addition to Eurocode 2 - Design of concrete structures: spécifique rules for ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC).

Post-Tensioning Institute (PTI)

DC10.5-12 — Standard Requirements for Design and Analysis of Shallow Post-Tensioned Concrete Foundations of Expansive Soils

Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI)

PCI MNL-135-00 — Tolerance Manual for Precast and Prestressed Concrete Construction

Whole Building Design Guide (WBDG) / National Institute of Building Sciences

CRD C662-10 — Determining the Potential Alkali-Silica Reactivity of Combinations of Cementitious Materials - Lithium Nitrate Admixture and Aggregate (Accelerated Mortar-Bar Method)

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

1.1.1 En esta Norma se presentan las disposiciones mínimas para analizar, diseñar, detallar y construir estructuras de concreto, incluido el concreto simple, reforzado y presforzado. Se dan requisitos complementarios para concreto ligero y concretos especiales. Se incluyen estructuras coladas en el lugar y prefabricadas. La Norma posee cuatro apéndices normativos de observancia obligatoria sobre: modelado y criterios de aceptación para el análisis no lineal de edificios, diseño y detallado de arcos y cascarones, consideraciones de sostenibilidad, así como diseño, detallado y construcción de losas de concreto sobre rasante.

1.1.2 Estas disposiciones deberán considerarse como un complemento de los principios básicos de diseño establecidos en el Reglamento, la NTC-Criterios, la NTC-Proyecto Arquitectónico, la NTC-Sismo, la NTC-Viento y la NTC-Evaluación y Rehabilitación.

1.1.3 En esta Norma, cuando es necesario, se precisa la intervención del Director Responsable de Obra (Director), Corresponsable en Seguridad Estructural (Corresponsable), Proyectista Estructural (Proyectista), Constructor y Supervisor, cuyas atribuciones generales están establecidas en el Reglamento.

1.1.4 Esta Norma no es aplicable para el diseño y construcción de tanques y depósitos de líquidos, puentes y viaductos urbanos, estructuras sujetas a fatiga, incluyendo su cimentación, así como de obras subterráneas y túneles.

Comentario:

Esta Norma incluye los requisitos mínimos que, en la Ciudad de México, ha de cumplir obligatoriamente todo proyecto y construcción de edificaciones de concreto estructural en sus distintas modalidades.

En esta versión de la Norma se presentan comentarios a los requisitos de análisis y diseño que permitan aclarar su interpretación. En el caso de temas no cubiertos en versiones anteriores, se presentan comentarios más amplios y detallados. Los comentarios y sus figuras no son de carácter obligatorio. Las referencias en los comentarios incluyen mayor información o criterios optativos que se recomienda sean consultadas.

Varias secciones de esta Norma están basadas en el documento ACI CODE-318-19.

Quando se ha juzgado conveniente, se han añadido figuras en los comentarios con objeto de ilustrar un concepto o requisito, o para aclarar su interpretación. El pie de figura inicia con la letra C, de la palabra "Comentario", para distinguirlas de las figuras que forman parte del cuerpo normativo (por ejemplo, fig. C2.3.2). La numeración se puede referir a la sección o inciso general del tema que se comenta, o bien a un inciso específico para el cual se ha incluido la figura. Si se incluye más de una figura correspondiente a un inciso dado, al final se incluyen letras en orden alfabético (por ejemplo, si son dos figuras en el inciso 2.3.2, se refieren a las figuras C2.3.2.a y C2.3.2.b).

1.2 Unidades

1.2.1 En las expresiones que aparecen en esta Norma se utilizan las unidades de la tabla 1.2.1 que corresponden al Sistema Internacional (SI).

Tabla 1.2.1 – Unidades del Sistema Internacional usadas en esta Norma

Atributo	Unidad
Fuerza	N (newton)
Longitud	mm (milímetro)
Momento	N-mm
Esfuerzo	MPa (megapascal)

1.2.2 Siempre que es posible, las expresiones están escritas en forma adimensional; de lo contrario, junto a las expresiones en sistema internacional, se escriben, entre paréntesis, las expresiones equivalentes en el sistema gravitacional usual (MKS), empleando las unidades indicadas en la tabla 1.2.2.

Tabla 1.2.2 – Unidades en el sistema gravitacional MKS usadas en esta Norma

Atributo	Unidad
Fuerza	kg (kilogramo fuerza) ^[1]
Longitud	cm (centímetro)
Momento	kg-cm
Esfuerzo	kg/cm ²

^[1]En esta Norma, el kilogramo fuerza se representa con kg.

1.2.3 Cada sistema deberá utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

1.2.4 Las unidades que aquí se mencionan son las comunes de los dos sistemas. Se permitirá usar otras unidades, empleadas correctamente, que en ocasiones pueden ser más convenientes; por ejemplo, en el sistema gravitacional usual puede ser preferible expresar las longitudes en metros (m), las fuerzas en toneladas (t) y los momentos en t-m.

Comentario:

Los valores correspondientes a los dos sistemas de unidades en esta Norma no son exactamente equivalentes. Se adoptó la convención de considerar a 9.81 como 10.

1.3 Normas y estándares usados en esta Norma

1.3.1 Se considerará obligatorio el uso de las Normas Mexicanas (NMX) o Estándares, así como cualquier otra publicación, nacional o extranjera, que sea requerida en el cuerpo normativo de esta Norma.

1.3.2 Se deberán aplicar las NMX o Estándares del año indicado en esta Norma. No se permitirá el uso de NMX o Estándares posteriores al inicio de vigencia de esta Norma, a menos que el Director lo apruebe.

1.4 Criterios de diseño

1.4.1 Las fuerzas internas producidas por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos en la NTC-Criterios, la NTC-Sismo, NTC-Viento, así como en 3.3, 3.4 y 3.5 de esta Norma.

1.4.2 El dimensionamiento y el detallado se harán de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, así como de durabilidad, establecidos en el Reglamento y en esta Norma, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del Reglamento.

1.4.1 *Estados límite de falla*

1.4.1.1 Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deberán dimensionarse, diseñarse y detallarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza interna que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño o resistencia requerida de dicha fuerza interna. Las resistencias de diseño deberán incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R , prescrito en 3.8. Las fuerzas internas de diseño se obtienen multiplicando los valores de dichas fuerzas internas calculados bajo las acciones y sus combinaciones especificadas en la NTC-Criterios por el correspondiente factor de carga. El cálculo de las resistencias de diseño se hará de conformidad con el Capítulo 5.

Comentario:

El procedimiento para dimensionar y diseñar de acuerdo con el criterio de estado límite de falla es el conocido generalmente como dimensionamiento plástico, por resistencia última o a la rotura. Al aplicarlo, se logra que el grado de seguridad de la estructura contra la falla quede en un nivel que se juzga aceptable.

El término "resistencia de diseño" de un elemento es la resistencia nominal calculada de acuerdo con las disposiciones e hipótesis establecidas en esta Norma, multiplicada por un factor de resistencia F_R que es menor que uno.

Los propósitos del factor de resistencia F_R son: a) tomar en consideración la probabilidad de presencia de elementos con una menor resistencia, debida a la variación en la resistencia de los materiales y en las dimensiones, b) considerar las inexactitudes de las ecuaciones de diseño, c) reflejar el grado de ductilidad y confiabilidad requerida en elementos bajo los efectos de la carga sometida a consideración y, d) reflejar la importancia del elemento en la estructura. Por ejemplo, se utiliza un F_R para columnas menor que para vigas, pues las columnas generalmente tienen menor ductilidad, son más sensibles a las variaciones de resistencia de concreto y, por lo

general, soportan áreas cargadas mayores que las vigas. Además, a las columnas con refuerzo helicoidal se les concede un F_R más alto que las columnas con estribos, puesto que poseen mayor ductilidad.

1.4.2 Estados límite de servicio

1.4.2.1 Sea que se aplique el criterio de estados límite de falla o algún criterio optativo, deberán revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio. La revisión de los estados límite de servicio se realizará de acuerdo con el Capítulo 13.

Comentario:

En estructuras de concreto, la revisión por estado límite de servicio incluye deformaciones, agrietamiento y vibraciones.

1.4.3 Diseño por durabilidad y protección contra fuego

1.4.3.1 Las estructuras deberán diseñarse para una vida útil de al menos 50 años, de acuerdo con los requisitos establecidos en el Capítulo 4.

1.4.3.2 Las estructuras deberán cumplir con las dimensiones mínimas y espesores mínimos para protección contra fuego señalados en el Capítulo 4.

Comentario:

Se incluyen recomendaciones específicas al respecto en esta Norma, cuyo fin es lograr que las estructuras diseñadas con estas disposiciones alcancen una vida útil de por lo menos 50 años.

En esta versión de la Norma se ha considerado la revisión por fuego mediante el cumplimiento de dimensiones mínimas y espesores mínimos debido a las consecuencias que puede tener una exposición elevada, en términos de tiempo y/o temperatura, de una estructura de concreto.

1.4.4 Consideraciones de sustentabilidad y resiliencia

1.4.4.1 Si para la estructura se han establecido metas de sustentabilidad y resiliencia, se permitirá que el Proyectista aplique las disposiciones del Apéndice C en el diseño.

1.4.4.2 Si se aplican las disposiciones del Apéndice C en el diseño, el Proyectista deberá identificar y señalar los requisitos de sustentabilidad y resiliencia aplicables en el Proyecto Ejecutivo. Aquellas disposiciones delegadas al Constructor deberán ser claramente indicadas en el Proyecto Ejecutivo.

Comentario:

En el Apéndice C se describen enfoques para el diseño de estructuras bajo consideraciones de sustentabilidad y resiliencia. El Proyectista y las partes involucradas en una obra (como el propietario y usuario) han de establecer las amenazas para las cuales se diseña el proyecto.

El establecimiento de metas de sustentabilidad y resiliencia por los responsables y las partes involucradas en una obra permite la optimización del diseño, materiales, construcción, así como el uso de tecnologías innovadoras para reducir los impactos ambientales, sociales y económicos a lo largo de la vida de la estructura. Es común que el propietario o el Proyectista especifiquen requisitos que excedan los mínimos de esta Norma y del Reglamento. Estos requisitos pueden incluir resistencias mayores, límites de deflexiones más restrictivos, mejor durabilidad, mayor sustentabilidad y mayor resiliencia frente a acciones no previsibles. Para cumplir las metas de resiliencia es necesario identificar las amenazas a las que la estructura estará sometida durante su vida, de modo de evaluar los riesgos asociados a esos peligros y poder mitigarlos. En un diseño bajo consideraciones de resiliencia, está implícito el cumplimiento de estados límite de falla y de servicio, así como de los requisitos de durabilidad.

2. MATERIALES

2.1 Alcance

2.1.1 Este capítulo se aplicará a los concretos y sus componentes, morteros fluidos y lechadas (*grouts*), así como a los elementos de acero para refuerzo de concreto por ser utilizados en cualquier tipo de estructura diseñada y construida con esta Norma e indicados en a) a c):

- a) Concretos estructurales convencionales (véase 2.2)
- b) Concretos estructurales para aplicaciones especiales (véase 2.3)
- c) Morteros fluidos y lechadas (*grouts*) (véase 2.3.6)
- d) Acero para refuerzo de concreto (véase 2.4).

2.2 Concreto estructural convencional

2.2.1 En esta sección se presentan los requerimientos para el concreto de resistencia convencional empleado para fines estructurales. Se considerarán dos clases de concreto: Clase 1 y Clase 2. En la tabla 2.2.1 se presentan los requerimientos para estos concretos.

2.2.2 El concreto Clase 1 deberá cumplir con peso volumétrico en estado fresco superior a 22 kN/m^3 ($2\,200 \text{ kg/m}^3$) y con todos los requerimientos de la tabla 2.2.1. El concreto Clase 1 tendrá dos niveles de resistencia a la compresión, según a) y b):

- a) El concreto Clase 1A corresponderá al intervalo de resistencia a la compresión f_c' comprendido entre 25 MPa y 40 MPa (entre 250 kg/cm^2 y 400 kg/cm^2)
- b) El concreto Clase 1B corresponderá al intervalo de resistencia a la compresión f_c' comprendido entre 40 y 70 MPa (400 y 700 kg/cm^2).

2.2.2.1 El concreto Clase 1 deberá utilizarse para las obras clasificadas dentro del grupo A, B1 y B2, según se definen en el Reglamento, así como donde se especifique en esta Norma.

2.2.3 El concreto Clase 2 deberá cumplir con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 19 y 22 kN/m^3 ($1\,900$ y $2\,200 \text{ kg/m}^3$), con resistencia a la compresión en el intervalo comprendido entre 20 MPa y 35 MPa (200 kg/cm^2 y 350 kg/cm^2), y deberá satisfacer todos los requerimientos expresados en la tabla 2.2.1.

2.2.3.1 El concreto Clase 2 sólo se podrá usar en estructuras que no impliquen solicitaciones de durabilidad y que correspondan a estructuras menores del grupo B2 de no más de 120 m^2 de superficie construida que cumplan con tener claros no mayores de 4 m, de no más de 5 m de altura en dos niveles sobre nivel de banqueta. La determinación del uso del concreto Clase 2 debe estar justificada por el Proyectista y aprobado por el Director. Se entenderá por superficie construida el área construida cubierta de una estructura de concreto.

2.2.4 Los métodos de ensayo empleados para verificar las propiedades del concreto serán los señalados en la tabla 2.2.1.

Comentario:

La Norma contempla el uso de dos clases de concreto: concretos Clase 1 y 2. El concreto Clase 1 es más denso, más rígido, con menor flujo plástico y menor contracción que el concreto Clase 2. Es importante dejar claro que las clases de concreto se distinguen por su peso volumétrico, el cual es altamente influido por la naturaleza de los agregados, y por el valor del módulo de elasticidad que se puede alcanzar con ellos y no por el nivel de resistencia a compresión del concreto, siendo más rígidos (mayor módulo de elasticidad) los de Clase 1.

La Norma requiere que todas las estructuras se construyan con concreto Clase 1. La excepción en el uso de concreto Clase 2 es para edificaciones de tamaño pequeño (como viviendas de no más de 120 m^2 de construcción, en dos niveles y con claros de hasta 4 m) para las que los efectos de mayor deformabilidad y mayor contracción del concreto no son significativos.

Tabla 2.2.1 – Clases y propiedades de los concretos estructurales convencionales

Requerimiento (inciso de referencia)	Método de ensayo	Concreto Clase 1		Concreto Clase 2
		1A	1B	
Resistencia a la compresión, f'_c (2.2.6)	NMX-C-083-ONNCCE-2020	$25 \leq f'_c < 40$ MPa ($250 \leq f'_c < 400$ kg/cm ²)	$40 \leq f'_c \leq 70$ MPa ($400 \leq f'_c \leq 700$ kg/cm ²)	$20 \leq f'_c \leq 35$ MPa ($200 \leq f'_c \leq 350$ kg/cm ²)
Resistencia media a la tensión, \bar{f}_t (2.2.7)	NMX-C-163-ONNCCE-2019	$0.47\sqrt{f'_c}$, en MPa ($1.5\sqrt{f'_c}$, en kg/cm ²)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos con agregado grueso calizo: $0.53\sqrt{f'_c}$, en MPa ($1.67\sqrt{f'_c}$, en kg/cm²) Concretos con agregado grueso basáltico: $0.47\sqrt{f'_c}$, en MPa ($1.50\sqrt{f'_c}$, en kg/cm²) 	$0.38\sqrt{f'_c}$, en MPa ($1.2\sqrt{f'_c}$, en kg/cm ²)
Resistencia media a la tensión por flexión o módulo de rotura, \bar{f}_f (2.2.7)	NMX-C-191-ONNCCE-2015	$0.63\sqrt{f'_c}$, en MPa ($2\sqrt{f'_c}$, en kg/cm ²)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos con agregado grueso calizo: $0.85\sqrt{f'_c}$, en MPa ($2.70\sqrt{f'_c}$, en kg/cm²) Concretos con agregado grueso basáltico: $0.80\sqrt{f'_c}$, en MPa ($2.54\sqrt{f'_c}$, en kg/cm²) 	$0.44\sqrt{f'_c}$, en MPa ($1.4\sqrt{f'_c}$, en kg/cm ²)
Peso volumétrico en estado fresco (2.2.2)	NMX-C-162-ONNCCE-2014	> 22 kN/m ³ ($> 2\,200$ kg/m ³)		$19 \leq$ peso vol. ≤ 22 kN/m ³ ($1\,900 \leq$ peso vol. $\leq 2\,200$ kg/m ³)
Módulo de elasticidad, E_c (2.2.8)	NMX-C-128-ONNCCE-2013	<ul style="list-style-type: none"> Concretos con agregado grueso calizo: $4\,400\sqrt{f'_c}$, en MPa ($14\,000\sqrt{f'_c}$, en kg/cm²) Concretos con agregado grueso basáltico: $3\,500\sqrt{f'_c}$, en MPa ($11\,000\sqrt{f'_c}$, en kg/cm²) 	<ul style="list-style-type: none"> Concretos con agregado grueso calizo: $2\,700\sqrt{f'_c} + 11\,000$, en MPa ($8\,500\sqrt{f'_c} + 110\,000$, en kg/cm²) Concretos con agregado grueso basáltico: $2\,700\sqrt{f'_c} + 5\,000$, en MPa ($8\,500\sqrt{f'_c} + 50\,000$, en kg/cm²) 	$2\,500\sqrt{f'_c}$, en MPa ($8\,000\sqrt{f'_c}$, en kg/cm ²)
Contracción por secado, ε_{cf} (2.2.9)	NMX-C-173-ONNCCE-2010	≤ 0.001	≤ 0.0006	≤ 0.002
Coefficiente de flujo plástico, C_f (2.2.10)	ASTM C512/C512M-15	2		4
Aplicaciones		Debe utilizarse en: <ul style="list-style-type: none"> Cimentaciones y estructuras del grupo A, B1 y B2. Estructuras con requerimientos de durabilidad. 	Es aceptable el uso en estructuras del grupo B2 que cumplan con todo lo siguiente: <ul style="list-style-type: none"> Claros no mayores que 4 m Altura total de no más de 5 m en dos niveles, sobre nivel de banqueta y Estructuras de no más de 120 m² de construcción. 	

2.2.5 *Materiales componentes para concretos Clases 1 y 2*

2.2.5.1 En la fabricación de los concretos, se empleará cualquier tipo de cemento que sea congruente con la finalidad y características de la estructura, clase resistente 30 o 40, que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCCE-2017, así como con lo especificado en el Capítulo 4 de esta Norma.

2.2.5.2 Los agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111-ONNCCE-2018, así como con las modificaciones y adiciones establecidas en 16.4.1.2 y 16.4.1.5.3 de esta Norma.

2.2.5.2.1 El tamaño máximo del agregado será determinado para que pueda fluir libremente entre las barras de refuerzo y entre las barras y el molde, pero no mayor que 2/3 de los espacios antes señalados. Además, se deberá cumplir con 14.2.

2.2.5.2.2 El concreto Clase 1 se fabricará con agregados gruesos con peso específico superior a 2.6 (como caliza, basalto, etc.) y el concreto Clase 2 con agregados gruesos con peso específico superior a 2.3 (como andesita). Para ambos se podrá emplear arena andesítica u otra de mejores características.

2.2.5.3 El agua de mezclado deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-122-ONNCCE-2019. Si contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzcan olor o sabor fuera de lo común, no deberá emplearse.

2.2.5.4 Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o a propuesta del Constructor y/o del productor del concreto. En ambos casos, el Proyectista, el Corresponsable o el Director, deberá verificar y, en su caso, autorizar su empleo. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-255-ONNCCE-2013.

Comentario:

Es conveniente tomar precauciones para que el cemento en el momento de su uso no esté caliente, por su fabricación reciente, ni parcialmente hidratado por su exposición a condiciones ambientales inadecuadas.

Cuando existe sospecha sobre la calidad del agua de mezclado, se requiere verificar su calidad y determinar si su uso afectará el desempeño de los concretos.

En caso de emplear aditivos para modificar las características del concreto, se requiere verificar la eficacia de los mismos previamente a su uso, bajo ensayos de laboratorio estandarizados, mostrando el cumplimiento de los requisitos especificados en la norma NMX-C-255-ONNCCE-2013.

Es común que el Proyectista, o el Director, solicite información sobre el diseño de mezcla y su desempeño de acuerdo con las necesidades del proyecto.

2.2.6 *Resistencia a compresión*

2.2.6.1 Los concretos Clase 1A, Clase 1B y Clase 2 deberán cumplir con las resistencias a compresión establecidas en la tabla 2.2.1. Se podrán usar concretos de resistencia a compresión mayor que el límite superior de concretos Clase 1B si el Proyectista, el Corresponsable o el Director presenta evidencia de que la estructura puede alcanzar los niveles de resistencia y ductilidad apropiados para las demandas sísmica y de viento correspondientes. Para concretos con resistencia entre 70 y 100 MPa (700 y 1 000 kg/cm²) se deberá cumplir lo indicado en 15.2.

2.2.6.2 La resistencia a compresión f'_c de concretos Clase 1A, 1B y 2 se determinará en especímenes cilíndricos de 150 x 300 mm a la edad de 28 días, de acuerdo con NMX-C-083-ONNCCE-2020. Para concretos de alta resistencia, entre 70 y 100 MPa (700 y 1 000 kg/cm²) (véase 15.2) se deberán usar especímenes cilíndricos de 100 x 200 mm a la edad de 28 días, de acuerdo con la NMX-C-83-ONNCCE-2020.

2.2.6.3 Los límites inferiores de f'_c deberán cumplir con lo establecido en la tabla 2.2.6.3 y son aplicables para concreto de peso normal y concreto ligero.

Tabla 2.2.6.3 – Límites inferiores para f_c'

Aplicación	f_c' mínimo, MPa (kg/cm ²)
General	25 (250)
Estructuras de cimentaciones	25 (250)
Estructuras de ductilidad baja, media y alta ($Q = 2.0$, $Q = 3.0$ y $Q = 4.0$)	25 (250)
Pilotes prefabricados no presforzados hincados	30 (300)
Pilas coladas en sitio	30 (300)
Pilotes prefabricados presforzados hincados	35 (350)

2.2.6.4 En concretos estructurales Clase 1A, Clase 1B y Clase 2 deberá comprobarse que su resistencia a la compresión en toda construcción cumpla con la resistencia especificada. Se admitirá que un concreto cumple con la resistencia especificada si satisface los requisitos prescritos en 16.7.2.2.

2.2.6.5 Todo concreto estructural deberá mezclarse por medios mecánicos y dosificarse por peso. El proporcionamiento del concreto deberá hacerse para alcanzar una resistencia media, \bar{f}_c , mayor que la especificada, f_c' . En la construcción, se deberá cumplir con 16.7.2.1 de acuerdo con el grado de control en la fabricación del concreto.

2.2.6.6 En la revisión estructural de construcciones existentes, puede aplicarse la resistencia a la compresión determinada en corazones de concreto extraídos de la estructura, que formen una muestra representativa de ella. En todos los casos a que se refiere este inciso, f_c' se determinará según la norma NMX-C-083-ONNCCE-2020. Los corazones se extraerán de acuerdo con la norma NMX-C-169-ONNCCE-2009.

2.2.6.7 Adicional al cumplimiento con la resistencia a la compresión, deberán satisfacerse los requerimientos de durabilidad establecidos en el Capítulo 4.

Comentario:

En estructuras de concreto convencional se limita f_c' a 70 MPa (700 kg/cm²) debido a que, para resistencias mayores, el concreto se vuelve más frágil. En el caso de concretos de mayor resistencia, su mayor fragilidad se ha de tomar en cuenta para el cálculo de las resistencias a fuerza cortante y torsión, así como para el cálculo de longitudes de desarrollo.

Dentro de las aplicaciones comunes del concreto Clase 1B se encuentran edificios de gran altura, cimentaciones, pilas, columnas, muros y trabes de gran claro.

2.2.7 Resistencia a tensión

2.2.7.1 Se considerará como resistencia media a tensión de un concreto, \bar{f}_t , al promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayos en cilindros de 150 x 300 mm cargados diametralmente, ensayados de acuerdo con la norma NMX-C-163-ONNCCE-2019. A falta de información experimental, se podrá estimar \bar{f}_t de acuerdo con las expresiones de la tabla 2.2.1.

2.2.7.2 La resistencia media a tensión por flexión o módulo de rotura, \bar{f}_f , se podrá suponer igual a la indicada en la tabla 2.2.1.

2.2.7.3 Para diseñar, se usarán valores nominales, f_t' y f_f' , iguales a $0.7\bar{f}_t$ y $0.7\bar{f}_f$, respectivamente para concretos Clase 1 e iguales a $0.9\bar{f}_t$ y $0.9\bar{f}_f$, para concretos Clase 2, respectivamente.

Comentario:

En la estimación de los valores nominales de las resistencias a tensión y módulo de rotura en función de la resistencia promedio se tomó en cuenta la probabilidad de no alcanzarlas de 10 y 20 por ciento para los concretos Clase 1 y 2, respectivamente.

2.2.8 Módulo de elasticidad

2.2.8.1 Para concretos Clase 1A, Clase 1B y Clase 2, el módulo de elasticidad, E_c , se determinará con las expresiones indicadas en la tabla 2.2.1.

2.2.8.2 Se deberá verificar que el módulo de elasticidad especificado, E_c , se alcance de acuerdo con la norma NMX-C-128-ONNCCE-2013. En la determinación del parámetro K_c (igual a $E_c/\sqrt{f_c}$), se deberá emplear la resistencia a compresión del concreto obtenida en el ensayo de módulo de elasticidad.

2.2.8.3 En la revisión estructural de construcciones existentes, puede aplicarse el módulo de elasticidad determinado en corazones de concreto extraídos de la estructura, que formen una muestra representativa de ella. En todos los casos a que se refiere esta sección, E_c se determinará según la norma NMX-C-128-ONNCCE-2013. Los corazones se extraerán de acuerdo con la norma NMX-C-169-ONNCCE-2009.

2.2.8.4 Para el diseño estructural se deberán emplear los valores de módulo de elasticidad especificados para los concretos Clase 1 y 2 de la tabla 2.2.1.

Comentario:

Dichos valores corresponden a una probabilidad de no ser alcanzados de 10 y 20 por ciento, respectivamente, para concretos Clase 1 y Clase 2.

2.2.9 Contracción por secado

2.2.9.1 Para concretos Clase 1A, la contracción por secado final, ϵ_{cf} , se supondrá igual a 0.001; para concretos Clase 1B se considerará igual a 0.0006; y para concreto Clase 2 se tomará igual a 0.002 (véase tabla 2.2.1).

Comentario:

Dichos valores corresponden a una probabilidad de ser excedidos de 10 y 20 por ciento, respectivamente, para concretos Clase 1 y Clase 2.

2.2.10 Coeficiente de flujo plástico

2.2.10.1 Para concreto Clases 1A y 1B, el coeficiente de flujo plástico, C_f , se supondrá igual a 2.0 y 1.6, respectivamente; para concreto Clase 2 se supondrá igual a 4.0. Las deflexiones diferidas se deberán calcular como se indica en 13.4.4.

Comentario:

Las propiedades mecánicas establecidas en este inciso son las alcanzadas en la evaluación de los ensayos efectuados a un gran número de concretos producidos con agregados disponibles en la Ciudad de México por varias empresas de concreto premezclado y por instituciones de investigación; las expresiones propuestas están asociadas a una probabilidad de 90 por ciento de que las propiedades mecánicas del concreto se alcancen.

2.3 Concretos estructurales para aplicaciones especiales

2.3.1 Propiedades de los concretos para aplicaciones especiales

2.3.1.1 En la tabla 2.3.1.1 se presentan las propiedades de los concretos estructurales para aplicaciones especiales permitidos en esta Norma.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 2.3.1.1 – Propiedades de los concretos estructurales para aplicaciones especiales

Concretos estructurales para aplicaciones especiales	Propiedades y norma por aplicar	Límites o intervalos admisibles
Concreto autocompactante (véase 2.3.2)	Flujo de revenimiento: NMX-C-472-ONNCCE-2013	$T_{50} \leq 8 \text{ s}$ $550 \text{ mm} \leq d_f \leq 850 \text{ mm}$
	Tiempo de escurrimiento (embudo V): BS EN 12350-9	$4 \text{ s} \leq T_v \leq 20 \text{ s}$
	Resistencia al bloqueo (anillo J): NMX-C-470-ONNCCE-2015	$d_{ff} \geq d_f - 50 \text{ mm}$
	Resistencia al bloqueo (caja en L): BS EN 12350-10	$0.75 \leq C_{bl} \leq 1.00$
	Resistencia a la segregación estática: NMX-C-471-ONNCCE-2013	Máxima segregación igual a 10 por ciento
Concreto ligero ^[1] (véase 2.3.3)	Peso volumétrico en estado fresco NMX-C-162-ONNCCE-2014	$< 19 \text{ kN/m}^3$ (1 900 kg/m ³)
	Deformación unitaria a la falla del concreto en flexocompresión	$0.003 E_c / E_L$
	Para las propiedades mecánicas véase 2.3.3.2.2	Tablas 2.3.3.2.2.a y 2.3.3.2.2.b
	Módulo de elasticidad NMX-C-128-ONNCCE-2013	Se determina experimentalmente con un mínimo de seis pruebas para cada resistencia y cada tipo de agregado.
Concreto reforzado con fibras (véase 2.3.4)	Resistencia residual a la flexión NMX-C-535-ONNCCE-2017	Para una deflexión al centro del claro de $L/300$, igual o mayor que 90 por ciento de la resistencia a tensión del primer pico y mayor que $0.90 \times 0.62 \sqrt{f'_c}$ en MPa ($0.90 \times 2 \sqrt{f'_c}$; en kg/cm ²). Para una deflexión al centro del claro de $L/150$, mayor o igual que 75 por ciento de la resistencia a tensión del primer pico y mayor que $0.75 \times 0.62 \sqrt{f'_c}$ en MPa ($0.75 \times 2 \sqrt{f'_c}$; en kg/cm ²).
Concreto reciclado (véase 2.3.5)	Porcentaje máximo de reemplazo de agregado grueso	20 por ciento
	Aplicaciones permitidas	Concreto Clase 2

^[1] Sólo aplicable en capas de compresión en losas y en elementos secundarios.

2.3.2 Concreto autocompactante

2.3.2.1 En el diseño estructural de elementos de concreto autocompactante serán aplicables los principios y métodos de cálculo establecidos en esta Norma. Para cualquier análisis en el tiempo, así como para el cálculo de pérdidas de presfuerzo o de deflexiones diferidas, el módulo de elasticidad, el flujo plástico y la contracción por secado, pueden ser diferentes en su valor y desarrollo en el tiempo a los de los concretos de compactación convencional. Los parámetros reológicos y mecánicos de este concreto se deberán obtener de forma experimental en concretos que contemplen el uso de los materiales del proyecto, o bien, de la información local disponible.

2.3.2.2 La consistencia del concreto autocompactante no deberá ser caracterizada con los procedimientos empleados para el concreto convencional. La caracterización de la autocompactabilidad se realizará mediante los métodos de ensayo específicos indicados en la tabla 2.3.1.1.

2.3.2.3 En la tabla 2.3.1.1 se presentan los límites e intervalos admisibles de los parámetros de autocompactación que deberán cumplirse simultáneamente según los diferentes métodos de ensayo.

Comentario:

Es usual que las empresas productoras de concreto premezclado que tienen entre su línea de productos este tipo de concreto, tengan información sobre el módulo de elasticidad, el flujo plástico y la contracción por secado para fines de diseño, por lo que estas empresas pueden ser la fuente para conocer el valor de estos parámetros.

El concreto autocompactante puede utilizarse en aplicaciones tales como: elementos con elevada cuantía de acero o con geometría compleja, de gran altura o estrechos donde se dificulte el vibrado, elementos prefabricados y aplicaciones arquitectónicas.

El concreto autocompactante tiene tres propiedades intrínsecas básicas: a) fluidez o facilidad de fluir sin ayuda externa y llenar el molde, b) resistencia al bloqueo o facilidad de pasar entre las barras de refuerzo, y c) estabilidad

dinámica y estática o resistencia a la segregación, que le permite alcanzar una distribución uniforme del agregado en toda su masa.

Mientras que las propiedades en estado fresco del concreto autocompactante difieren en gran medida de las del concreto de compactación convencional, su comportamiento en términos de resistencia, durabilidad y demás propiedades en estado endurecido pueden considerarse similares a las de un concreto convencional de igual relación agua/material cementante (a/mc) y elaborado con los mismos materiales componentes.

En relación con su comportamiento a edad temprana podrían producirse algunas variaciones en propiedades como la contracción y/o alteraciones en el tiempo de fraguado, como consecuencia de que incorporan dosis mayores de finos y aditivos.

La resistencia a la segregación también se puede apreciar a partir del comportamiento del material en los ensayos de flujo de revenimiento y de embudo en V. En el ensayo de flujo de revenimiento ha de observarse una distribución uniforme de agregado grueso y ningún tipo de segregación o exudación en el perímetro de la "torta" final del ensayo.

El intervalo de consistencias del concreto autocompactante es bastante amplio y dentro del mismo es necesario seleccionar el que convenga según las necesidades del proyecto, en función de la complejidad del molde, la cantidad de acero de refuerzo que se tenga y del desplazamiento de la mezcla que se requiera.

La consistencia se puede determinar por varios métodos de ensayo; no es necesario aplicar todos ellos, pero sí algunas de las opciones que permitan definir la fluidez, la resistencia al bloqueo y la segregación.

2.3.2.4 Propiedades mecánicas del concreto autocompactante

2.3.2.4.1 Resistencias a compresión y a tensión

2.3.2.4.1.1 En el concreto autocompactante, la evolución de la resistencia a compresión con el tiempo se considerará equivalente a la de un concreto estructural de compactación convencional, y dependerá del requerimiento específico de resistencia mecánica a temprana edad (véase 2.2.6). Para la resistencia a tensión se aplicarán las relaciones entre ambas resistencias establecidas para el concreto convencional (véase 2.2.7).

2.3.2.4.2 Módulo de elasticidad

2.3.2.4.2.1 Debido a que los concretos autocompactantes contienen un mayor volumen de pasta que el concreto de compactación convencional y tomando en cuenta que el módulo de elasticidad de la pasta es menor que el de los agregados, el módulo elástico de concretos autocompactantes es menor que el de un concreto de compactación convencional, por lo que se deberá determinar experimentalmente de conformidad con la NMX-C-128-ONNCCE-2013.

Comentario:

El valor de módulo de elasticidad de los concretos autocompactantes puede variar entre formulaciones que logran una misma resistencia a la compresión dependiendo de la cantidad de pasta incluida y aditivos empleados. Es común que durante la etapa del proyecto de una estructura convencional no se cuente con valores precisos del módulo elástico para estos concretos, siendo aceptable considerar en estos casos un valor entre 7 y 15 por ciento menor que el del concreto de compactación convencional y comprobar, experimentalmente, el valor considerado cuando se tenga seleccionada la formulación a emplear. Es conveniente que en los casos de estructuras en donde el control de deformación resulte crítico, como por ejemplo estructuras con un proceso de construcción evolutivo, la determinación experimental de dicho valor se realice durante la etapa del proyecto.

2.3.2.4.3 Resistencia a fuerza cortante y torsión, y detallado del acero de refuerzo

2.3.2.4.3.1 El cálculo correspondiente se realiza utilizando las expresiones de diseño de esta Norma de la misma forma que para el concreto de compactación convencional.

Comentario:

Aunque no se han detectado diferencias importantes dignas de ser tomadas en cuenta en el diseño estructural, debido al menor contenido de agregado grueso y en general agregado de menor tamaño, los concretos autocompactantes presentan una superficie de fisura más lisa que la de los concretos de compactación convencional de la misma resistencia. Esto reduce ligeramente la componente resistente de trabazón del agregado.

2.3.2.4.4 Contracción por secado

2.3.2.4.4.1 A menos de contar con información específica del concreto autocompactante con los materiales locales, ϵ_{cf} se supondrá igual a 0.001.

Comentario:

Debido a que el concreto autocompactante tiene una mayor cantidad de finos en su composición y una alta resistencia frente a la segregación, el material prácticamente no exuda agua durante su colocación en obra. Si bien teóricamente este aspecto resulta positivo, en la práctica, el efecto puede resultar adverso, ya que muchas veces es el agua de exudación (sangrado) la que compensa el agua que se evapora en estado fresco y, consecuentemente, evita el agrietamiento por contracción plástica.

Debido a las bajas relaciones agua/material cementante que en general se consideran, cobra especial importancia el curado del concreto autocompactante, especialmente en estructuras con altas relaciones superficie/volumen.

2.3.2.4.5 Flujo plástico

2.3.2.4.5.1 El comportamiento en flujo plástico del concreto autocompactante se considerará equivalente al de un concreto de compactación convencional de igual a/mc (véase 2.2.10). En aplicaciones donde el flujo plástico pueda ser un factor crítico, esta propiedad deberá ser tomada en cuenta durante el proceso de dosificación y verificada mediante ensayos específicos de laboratorio sobre probetas expuestas a un ambiente controlado y elaboradas con los materiales componentes por ser usados en la obra.

2.3.3 Concreto ligero

2.3.3.1 En esta Norma se entiende por concreto ligero aquel cuyo peso volumétrico en estado fresco es inferior a 19 kN/m³ (1 900 kg/m³). Sólo se permite el uso de concreto ligero en capas o firmes de compresión de construcción compuesta y en elementos estructurales secundarios. Su uso en elementos principales de estructuras requiere de la autorización especial del Projectista o del Director.

2.3.3.2 Consideraciones de diseño

2.3.3.2.1 En el diseño de elementos estructurales de concreto ligero serán aplicables los criterios para concreto de peso normal con las modificaciones que aquí se estipulan. Se supondrá que un elemento de concreto ligero reforzado alcanza su resistencia a flexocompresión cuando la deformación unitaria del concreto es $0.003E_c/E_L$, donde E_c y E_L , son, respectivamente, los módulos de elasticidad del concreto de peso normal Clase 1A y ligero de igual resistencia.

2.3.3.2.2 El factor de reducción λ se deberá utilizar para reducir las propiedades mecánicas del concreto ligero en comparación con la del concreto de peso normal de la misma resistencia a la compresión. El valor de λ para usarse en las expresiones de diseño de esta Norma deberán determinarse de acuerdo con la tabla 2.3.3.2.2.a con base en la densidad de equilibrio W_c de la mezcla de concreto utilizada en el diseño. Se aceptará usar los valores de la tabla 2.3.3.2.2.b con base en la composición del agregado en la mezcla de concreto empleado en el diseño.

Tabla 2.3.3.2.2.a – Valores de λ para concreto ligero con base en la densidad de equilibrio W_c

W_c (kg/m ³) (ASTM C 567)	λ
$\leq 1\ 600$	0.75
$1\ 600 < W_c \leq 1\ 900$	$0.00052 W_c \leq 1$
$> 1\ 900$	1.0

Tabla 2.3.3.2.2.b – Valores de λ para concreto ligero con base en la composición de los agregados

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos ligeros	Fino: ASTM C 330M Grueso: ASTM C330M	0.75
Ligero, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C 330M y ASTM C 33M Grueso: ASTM C330M	0.75 a 0.85 [1]
Arena ligera	Fino: ASTM C 33M Grueso: ASTM C330M	0.85
Arena ligera, mezcla gruesa	Fino: ASTM C 33M Grueso: Combinación de ASTM C330M y ASTM C 33M	0.85 a 1.0 [2]

[1] Se permite la interpolación lineal de 0.75 a 0.85 con base en el volumen absoluto del agregado fino de peso normal como una fracción del volumen absoluto total de agregado fino.

[2] Se permite la interpolación lineal de 0.85 a 1.0 con base en el volumen absoluto del agregado grueso de peso normal como una fracción del volumen absoluto total de agregado.

2.3.3.2.3 Se permite tomar el valor de λ para concreto ligero como 0.75 en caso de que no exista información precisa sobre el tipo y composición del agregado.

2.3.3.2.4 El valor de λ para concreto de peso normal debe tomarse como 1.0.

2.3.3.2.5 El módulo de elasticidad del concreto ligero se determinará experimentalmente, con un mínimo de seis pruebas para cada resistencia y cada tipo de agregado. E_L se determinará según la norma NMX-C-128-ONNCCE-2013.

2.3.3.2.6 El detallado del refuerzo en elementos de concreto ligero se hará de conformidad con el Capítulo 14 de esta Norma.

Comentario:

Dada la gran variedad de agregados pétreos que se pueden usar en la fabricación de los concretos ligeros, resulta indispensable determinar sus propiedades mecánicas para estimar mejor su desempeño en las estructuras.

Siendo el módulo de elasticidad del concreto ligero mucho menor que el del concreto de peso normal, las deformaciones por compresión a la falla o bajo condiciones de servicio serán mayores que las esperadas en las estructuras construidas con concreto de peso normal, por lo que es recomendable calcular las deformaciones de los elementos estructurales para verificar su adecuado desempeño. Dada la menor capacidad de disipación de energía del concreto ligero con respecto del convencional se permite que sólo se usen en capas o firmes de compresión de construcción compuesta, elementos secundarios y en elementos no estructurales.

La resistencia al cortante, las propiedades de fricción, la resistencia a la penetración, la adherencia entre el concreto y el refuerzo, y los requisitos de longitud de desarrollo, no son equivalentes a las del concreto de peso normal de la misma resistencia a la compresión. Es por ello que se requiere el uso del factor λ .

Como la relación resistencia a tensión / resistencia a compresión es menor para los concretos ligeros, los elementos estructurales hechos con estos concretos son más proclives a agrietarse por cambios volumétricos, por lo que la cantidad de refuerzo por contracción y temperatura requerida para controlar este efecto es mayor que la requerida para las estructuras fabricadas con concretos densos.

2.3.4 Concreto reforzado con fibras

2.3.4.1 Alcance

2.3.4.1.1 Para esta Norma, se permitirá el uso de los concretos reforzados con macrofibras que cumplen con 2.3.4.2.

2.3.4.2 Características de las fibras

2.3.4.2.1 La longitud de la fibra, L_f , deberá ser mayor o igual a dos veces el tamaño máximo del agregado (TMA); es usual el empleo de longitudes de 2.5 a 3 veces el TMA. Su longitud debe estar comprendida entre 20 mm y 60 mm, y debe guardar una relación con el TMA de al menos 3:1.

2.3.4.2.2 El intervalo de la relación de aspecto debe estar comprendido entre 50 y 100 para las macrofibras con capacidad estructural.

2.3.4.2.1.1 Las fibras de acero deben cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-488-ONNCCE-2014 o ASTM A820. Deberán ser corrugadas. No se deberán utilizar en miembros reforzados con barras de acero inoxidable o galvanizado.

2.3.4.2.1.2 Las fibras sintéticas de material polimérico (polipropileno, polietileno de alta densidad, poliolefina, aramida, alcohol de polivinilo, acrílico, nylon o poliéster) deberán cumplir con las normas ASTM C 1116 y ASTM D 7508/ASTM D 7508M. No deberán utilizarse fibras sintéticas de menos de 30 mm de longitud. Su aplicación será para controlar el agrietamiento por cambios volumétricos.

Comentario:

La longitud de la fibra y su mecanismo de anclaje deben ser suficientes para lograr la adherencia necesaria a la matriz y evitar que sea arrancada con facilidad. A igualdad de longitud, fibras de diámetro pequeño aumentan el número de ellas por unidad de masa y hacen más denso el entramado de fibras. El espaciamiento entre fibras se reduce cuando la fibra es más fina, siendo más eficiente al permitir una mejor redistribución de esfuerzos.

La forma de la fibra tiene un impacto importante en su adherencia con el concreto; pueden ser rectas, onduladas, corrugadas, con extremos de distintas formas, etc. Su sección transversal puede ser circular, rectangular, semicircular, irregular o de sección transversal variable. Sólo se aceptan fibras corrugadas.

Las macrofibras sintéticas se pueden utilizar como refuerzo para el control del agrietamiento por cambios volumétricos. Algunas aplicaciones comunes para el uso de macrofibras plásticas son losas sobre la rasante, pisos industriales, sobrecapas y capas de compresión.

2.3.4.3 Criterio de diseño de concretos con fibras

2.3.4.3.1 Requerimientos de los concretos con fibras

2.3.4.3.1.1 El concreto empleado deberá ser Clase 1A, Clase 1B, de alta resistencia (véase 15.2) o de ultra alto desempeño (véase 15.3). El proporcionamiento de mezcla debe ajustarse para alcanzar una trabajabilidad adecuada y optimizar la función de las fibras.

2.3.4.3.1.2 El concreto reforzado con fibras deberá especificarse en base a la tenacidad (en joules J), la cual es una medida de la capacidad de absorber energía durante la deformación y se estima a partir del área abajo de la curva carga-desplazamiento, de acuerdo con NMX-C-535-ONNCCE-2017. También se puede emplear la norma NMX-C-538-ONNCCE-2017 para determinar la resistencia al agrietamiento, tenacidad y resistencia residual a tensión o la norma NMX-C-539-ONNCCE-2017 para determinar la tenacidad a la flexión utilizando el panel circular con carga central.

2.3.4.3.1.3 Para tomar en cuenta la contribución de las fibras, la resistencia residual a flexión se deberá determinar de acuerdo con la norma NMX-C-535-ONNCCE-2017 (véase tabla 2.3.1.1).

2.3.4.3.1.4 La concentración de las fibras metálicas en el concreto debe ser superior a 0.50 por ciento del volumen y la concentración de las fibras sintéticas en el concreto debe ser superior a 0.75 por ciento del volumen. En ambos casos se deberá cumplir con la relación de aspecto indicada en 2.3.4.2.2.

2.3.4.3.1.5 El dimensionamiento de miembros de concreto reforzado con barras y fibras de acero deberá basarse en los requisitos de los Capítulos 3 a 8 de esta Norma.

2.3.4.3.1.6 Se aceptará que el diseño estructural se realice de acuerdo con la Guía de Diseño con Concreto Reforzado con Fibras de ACI PRC-544.4R.

2.3.4.3.1.7 El empleo de fibras en el concreto deberá ser autorizado por el Proyectista, con el visto bueno del Director.

Comentario:

Para mejorar la trabajabilidad del concreto reforzado con fibras, se puede limitar el tamaño y contenido del agregado, optimizar la granulometría, incrementar el contenido de cemento y/o de materiales cementantes suplementarios, así como emplear aditivos superplastificantes.

2.3.4.3.2 Concreto reforzado con fibras sintéticas

2.3.4.3.2.1 Las fibras sintéticas podrán utilizarse para sustituir parcial o totalmente el acero requerido por cambios volumétricos. Solamente se permitirá el uso de concreto reforzado con fibras sintéticas en losas sobre el terreno y en capas de compresión de losacero y de sistemas prefabricados para restringir el agrietamiento.

2.3.4.3.3 Concreto reforzado con fibras de acero

2.3.4.3.3.1 Las fibras de acero se pueden utilizar para restringir el agrietamiento y/o para sustitución de la cuantía mínima de refuerzo por cortante.

2.3.4.3.3.2 Cuando las fibras utilizadas sean de acero, el ion cloruro total aportado por los materiales componentes del concreto no deberá exceder 0.4 por ciento del peso del material cementante.

Comentario:

Las características de la gráfica carga-deflexión posterior al agrietamiento dependen, en gran parte, del tipo de fibra seleccionado, el porcentaje volumétrico de fibra usado y de su mecanismo de anclaje.

Las resistencias últimas a flexión y cortante se incrementan en relación con el volumen de fibras y con la relación de aspecto. Por ejemplo, fibras con relación de aspecto menores que 50 y concentraciones menores que 0.50 por ciento del volumen, tienen un efecto despreciable en las propiedades de resistencia mecánica.

Las fibras pueden inhibir las grietas satisfactoriamente y mejorar la resistencia al deterioro del material como consecuencia de fatiga, impacto y contracción por secado o esfuerzos térmicos.

En aplicaciones donde no es esencial la presencia de refuerzo continuo para la seguridad e integridad de la estructura, (pisos sobre el terreno, pavimentos, recubrimientos y revestimientos con concreto lanzado), el refuerzo con fibras puede ser satisfactorio como refuerzo total.

Bajo carga estática la tenacidad en flexión se define como el área bajo la curva carga-desplazamiento en flexión y representa la energía total absorbida antes de que las fibras se separen totalmente del espécimen. Los índices de tenacidad en flexión se calculan como la relación entre el área bajo la curva carga-desplazamiento del concreto con fibra hasta una deflexión final específica y el área hasta la aparición de la primera grieta o el área de la curva carga-deflexión de la matriz sin fibras. A continuación, se muestran resultados de ensayos de vigas de concreto realizados por Mendoza y López (2016). En la fig. C2.3.4.a se muestra el comportamiento de la curva carga-desplazamiento de una viga de concreto estandarizada sin refuerzo.

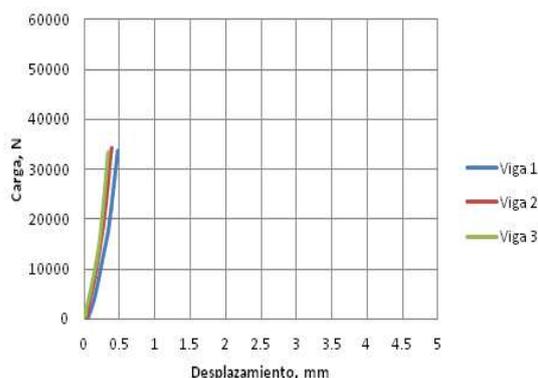


Figura C2.3.4.a - Concreto simple bajo el ensayo NMX-C-535-ONNCCE-2017

En la fig. C2.3.4.b se muestra el comportamiento de la curva carga-desplazamiento de una viga de concreto estandarizada reforzada con 60 kg/m³ de macrofibras de acero.

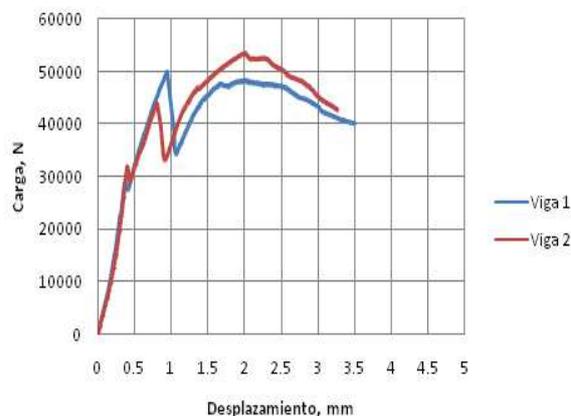


Figura C2.3.4.b - Concreto reforzado con 60 kg/m^3 de macrofibras de acero bajo el ensayo NMX-C-535-ONNCCE-2017

En la fig. C2.3.4.c se muestra el comportamiento de la curva carga-desplazamiento de una viga de concreto estandarizada reforzada con 7 kg/m^3 de macrofibras de polipropileno.

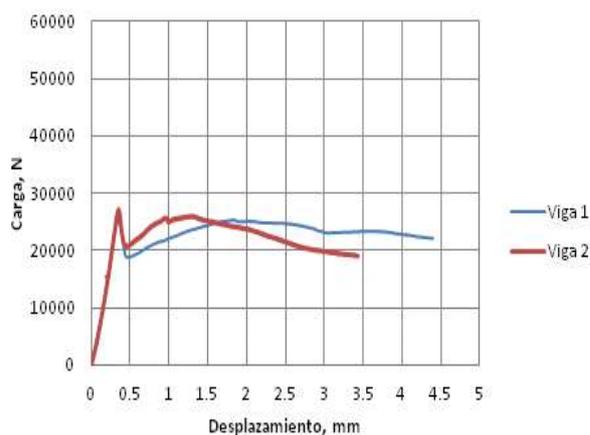


Figura C2.3.4.c - Concreto reforzado con 7 kg/m^3 de macrofibras de polipropileno bajo el ensayo NMX-C-535-ONNCCE-2017

2.3.5 Concreto con agregado reciclado

2.3.5.1 Requisitos generales

2.3.5.1.1 Se aceptará el uso de concreto con agregado reciclado con f_c' al menos de 20 MPa (200 kg/cm^2).

2.3.5.1.2 Las aplicaciones para concretos con agregado reciclado corresponderán a las del concreto Clase 2. Serán aplicables los requisitos de la tabla 2.2.1 que no sean modificados en 2.3.5. Las prescripciones correspondientes establecidas en esta Norma para concreto Clase 2 son aplicables al diseño estructural de concreto reciclado.

2.3.5.1.3 Se deben establecer depósitos separados e identificados para agregados naturales y reciclados.

2.3.5.2 Requisitos para el agregado grueso reciclado

2.3.5.2.1 El tamaño mínimo para el agregado grueso reciclado será de 4.75 mm (malla no. 4). El contenido de partículas que pasa la malla no. 4 no deberá ser superior a 5 por ciento. El contenido de terrones de arcilla en el agregado grueso reciclado no deberá ser superior a 0.6 por ciento y en el agregado grueso natural a 0.15 por ciento.

2.3.5.2.2 Para su uso como concreto estructural, el contenido de agregado grueso reciclado se limitará a 20 por ciento, en masa, del contenido total de agregado grueso.

2.3.5.2.3 El agregado grueso reciclado puede emplearse tanto para concreto simple como para concreto reforzado.

2.3.5.2.4 No se permite el empleo de agregado fino reciclado como sustituto parcial o total del agregado fino, ni de agregado grueso procedente de estructuras con patologías que puedan afectar la calidad del concreto.

2.3.5.2.5 La absorción del agregado combinado debe ser inferior a 7 por ciento. La absorción del agregado grueso natural debe ser inferior a 4.5 por ciento.

2.3.5.2.6 La resistencia al desgaste de la combinación de agregados en la prueba Los Ángeles debe ser inferior a 40 por ciento de acuerdo con NMX-C-196-ONNCCE-2010.

2.3.5.2.7 Se deberá controlar en el agregado reciclado el contenido de impurezas limitando los valores máximos a lo establecido en la tabla 2.3.5.2.7.

Tabla 2.3.5.2.7 – Impurezas máximas en el agregado reciclado

Impurezas	Máximo contenido de impurezas, porcentaje del peso total de la muestra
Material cerámico	5
Partículas ligeras	1
Asfalto	1
Otros materiales (vidrio, plásticos, metales, madera, papel, etc.)	1

2.3.5.2.8 Se deberá determinar el contenido total de cloruros de acuerdo con lo requerido en 4.9.1.

2.3.5.2.9 Los agregados reciclados no deberán presentar reactividad potencial con los álcalis del cemento. Deberán cumplir con lo requerido en 4.11.

2.3.5.2.10 Se aceptará considerar que la durabilidad del concreto con agregado reciclado, con un porcentaje de agregado reciclado no superior a 20 por ciento, sea equivalente a la que presenta un concreto convencional Clase 2 si se satisfacen los requisitos establecidos en el Capítulo 4.

Comentario:

El empleo de agregados reciclados en la fabricación de concreto tiene su origen en la necesidad de protección al medio ambiente, así como de consideraciones de sustentabilidad y resiliencia (véase Apéndice C), mediante el procesamiento de los residuos de la construcción y demolición de estructuras de concreto, y la reducción al mismo tiempo de la explotación de fuentes de suministro de agregados naturales. Debido a que los agregados reciclados están formados por partículas de rocas y de mortero de cemento adherido a ellas, las propiedades difieren de la de los agregados que le dieron origen; usualmente tienen una densidad menor y una absorción mayor que la de los agregados naturales de los que provienen.

2.3.6 Morteros fluidos y lechadas (*grouts*)

2.3.6.1 Requisitos generales

2.3.6.1.1 Los morteros fluidos y lechadas (*grouts*) deberán cumplir con lo indicado en 16.4.1.6.

2.4 Acero para refuerzo

2.4.1 Alcance

2.4.1.1 En esta sección se establecen requisitos sobre propiedades de materiales, propiedades de materiales para fines de diseño, así como de durabilidad y recubrimientos mínimos de a) a d):

- a) Barras y alambres ordinarios (véase 2.4.2)
- b) Acero de presfuerzo (véase el Capítulo 11)
- c) Pernos lisos con cabeza (véase 2.4.3)
- d) Requisitos de durabilidad y de recubrimiento (véase 2.4.4).

2.4.2 Barras y alambres ordinarios

2.4.2.1 Propiedades de los materiales

2.4.2.1.1 Las barras y alambres ordinarios (no para presfuerzo) deberán ser corrugados con excepción de lo indicado en 2.4.2.1.6 y en la tabla 2.4.2.2.4.b.

2.4.2.1.2 Las barras corrugadas deberán cumplir con las normas indicadas en a), b), c) o d). No se permitirá el uso de barras de tamaño mayor que no. 18:

- a) NMX-B-506-CANACERO-2019, de acero al carbón, incluyendo los requisitos especificados en la tabla 2.4.2.1.2.a
- b) NMX-B-457-CANACERO-2019, de acero de baja aleación, incluyendo los requisitos 1) a 3):
 - 1) Las propiedades a tensión del acero ASTM A705 Grado 70 serán las establecidas en la tabla 2.4.2.1.2.c
 - 2) Los requisitos para el alargamiento uniforme de barras de cualquier grado que cumpla con NMX-B-506, NMX-B-457 y ASTM A706 serán las especificadas en las tablas 2.4.2.1.2.a, 2.4.2.1.2.b y 2.4.2.1.2.c, donde el alargamiento uniforme se determinará como el alargamiento a la máxima fuerza resistida por el espécimen de barra ensayado
 - 3) Para todos los grados de acero NMX-B-457, el radio en la base de cada corruga será al menos 1.5 veces la altura de la corruga. Este requisito aplica a todo tipo de corruga, incluidas las transversales, longitudinales, marcas y corrugas de grado, así como en las intersecciones entre corrugas. El cumplimiento se evaluará a partir de mediciones en barras fabricadas con rodillos nuevos, en lugar de tomarse de muestras de cualquier barra
- c) ASTM A996M – de acero proveniente de eje y riel; el riel tendrá que ser tipo R
- d) ASTM A1035M – de acero al bajo carbón y con cromo.

Tabla 2.4.2.1.2.a – Resistencia a la tensión modificada y requisitos para propiedades adicionales a la tensión para refuerzo NMX-B-506-CANACERO-2019

Requisitos	Grado 42	Grado 56	Grado 70
Esfuerzo de fluencia mínimo, MPa (kg/cm ²)	412 (4 200)	No aplica	No aplica
Resistencia mínima a la tensión, MPa (kg/cm ²)	560 (5 500)	700 (6 900)	790 (7 900)
Relación mínima entre la resistencia a la tensión real y el esfuerzo de fluencia real	1.25	1.25	1.25

Tabla 2.4.2.1.2.b – Requisitos de tensión para refuerzo NMX-B-457-CANACERO-2019

Requisitos	Grado 42	Grado 56
Resistencia mínima a la tensión, MPa (kg/cm ²)	550 (5 600)	690 (7 030)
Esfuerzo de fluencia, mínimo, MPa (kg/cm ²)	412 (4 200)	550 (5 600)
Esfuerzo de fluencia, máximo, MPa (kg/cm ²)	540 (5 500)	675 (6 880)
Relación mínima entre la resistencia a la tensión real y el esfuerzo de fluencia real	1.25	1.25
Alargamiento a la fractura en 200 mm, mínimo, %		
Designación 3, 4, 5, 6	14	12
Designación 7, 8, 9, 10, 11, 12	12	12
Designación 14, 16, 18	10	10

Tabla 2.4.2.1.2.c – Requisitos de tensión para refuerzo ASTM A706

Requisitos	Grado 42	Grado 56	Grado 70
Resistencia mínima a la tensión, MPa (kg/cm ²)	550 (5 600)	690 (7 000)	805 (8 190)
Esfuerzo de fluencia, mínimo, MPa (kg/cm ²)	420 (4 200)	550 (5 600)	690 (7 000)
Esfuerzo de fluencia, máximo, MPa (kg/cm ²)	540 (5 500)	675 (6 880)	815 (8 260)
Relación mínima entre la resistencia a la tensión real y el esfuerzo de fluencia real	1.25	1.25	1.17
Alargamiento a la fractura en 200 mm, mínimo, %			
Designación 3, 4, 5, 6	14	12	10
Designación 7, 8, 9, 10, 11	12	12	10
Designación 14, 18	10	10	10

2.4.2.1.3 Las barras lisas para refuerzo helicoidal deberán cumplir con las normas de 2.4.1.2, con excepción de ASTM A996M.

2.4.2.1.4 Las mallas de barras soldadas deberán cumplir con la norma ASTM A184M. Las barras corrugadas que se usen en mallas con barras corrugadas soldadas deberán cumplir con NMX-B-506-CANACERO-2019 o NMX-B-457-CANACERO-2019.

2.4.2.1.5 Barras corrugadas con cabeza deberán satisfacer ASTM A970M, incluyendo el Anexo A1 para las dimensiones de la cabeza clase HA.

2.4.2.1.6 Los alambres corrugados, lisos, mallas de alambre soldado corrugado o liso deberán cumplir con la norma NMX-B-290-CANACERO-2021 si el acero es al carbón o la norma ASTM A1022/1022M si es inoxidable. El esfuerzo de fluencia se obtendrá según 2.4.2.1.7.

2.4.2.1.6.1 Se permitirá el uso de alambres corrugados que cumplan con la norma NMX-B-253-CANACERO-2020.

2.4.2.1.6.2 Se permitirán alambres corrugados de mayor tamaño que D31 (16 mm) en refuerzo soldado si se trata como alambre liso en el cálculo de las longitudes de desarrollo y traslape según 14.4.7 y 14.5.4, respectivamente.

2.4.2.1.6.3 Con excepción de lo permitido en refuerzo soldado usado para estribos abiertos y grapas según 14.7.2, la separación entre intersecciones soldadas en refuerzo de alambre soldado en la dirección del esfuerzo calculado no excederá a) o b):

- a) 400 mm para refuerzo soldado de alambres corrugados
- b) 300 mm para refuerzo soldado de alambres lisos.

2.4.2.1.7 El esfuerzo de fluencia de barras y alambres ordinarios se determinará mediante el método del corrimiento (*offset*), usando un corrimiento de 0.2 por ciento según NMX-B-172-CANACERO-2018 o del punto de fluencia con el método de interrupción de la carga, siempre que el acero ensayado tenga un punto de fluencia bien definido.

Comentario:

Los diámetros correspondientes a los números de designación establecidos en las normas NMX-B-506-CANACERO-2019 y NMX-B-457-CANACERO-2019, así como los indicados en las normas ASTM A 615 y ASTM A 706, se muestran en la tabla C2.4.2:

Tabla C2.4.2 – Número de designación y diámetro de barras corrugadas de refuerzo según NMX y ASTM

Número de designación	Diámetro (mm)	
	NMX-B-506-CANACERO-2019 y NMX-B-457-CANACERO-2019	ASTM A615 y ASTM A706
2.5	7.9	----
3	9.5	10
4	12.7	13
5	15.9	16
6	19	19
7	22.2	22
8	25.4	25
9	28.6	29
10	31.8	32
11	34.9	36
12	38.1	----
14	44.5	43
16	50.8	----
18	57.2	57
20	----	64

2.4.2.2 Propiedades de materiales para fines de diseño

2.4.2.2.1 En barras y alambres ordinarios, un esfuerzo en el acero menor que f_y se calculará como E_s veces la deformación unitaria. Para deformaciones unitarias mayores que la correspondiente a f_y , el esfuerzo se considerará constante e igual a f_y . En el análisis no lineal de estructuras (véanse 3.3.7 y Apéndice A) se deberá usar la gráfica esfuerzo - deformación unitaria completa.

2.4.2.2.2 El módulo de elasticidad del acero de barras y alambres ordinarios, E_s , se supondrá igual a 2×10^5 MPa (2×10^6 kg/cm²).

2.4.2.2.3 En el cálculo de resistencias, se deberán usar los esfuerzos de fluencia mínimos, f_y , según el grado del refuerzo, establecidos en las normas citadas en 2.4.2.1.2. En ningún caso deberán exceder los valores señalados en 2.4.2.2.4 de acuerdo con su aplicación.

2.4.2.2.4 El tipo de barras y alambres ordinarios para ser usado en una aplicación estructural dada deberá ser conforme lo requerido en la tabla 2.4.2.2.4.a y en la tabla 2.4.2.2.4.b para refuerzo liso en refuerzo helicoidal (zunchos).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 2.4.2.2.4.a – Tipo de barras y alambres ordinarios según su uso y aplicación

Uso	Aplicación		Valor máximo de f_y permitido para diseño, MPa (kg/cm ²)	Normas NMX aplicables o ASTM equivalentes			
				Barras corrugadas	Alambres corrugados	Refuerzo de alambre soldado	Mallas de barras corrugadas soldadas
Momento flexionante, fuerza axial, contracción y temperatura	Estructuras de ductilidad alta y media	Marcos a momento	700 (7 000)	NMX-B-457 ^[2]	No permitido	No permitido	No permitido
		Muros ^[1]	700 (7 000)				
	Estructuras de ductilidad baja	Marcos a momento	560 (5 600)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	No permitido	No permitido	No permitido
		Muros ^[3]	700 (7 000)				
Otras		700 ^[4] (7 000)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	NMX-B-290, A1064M, A1022M	A184M ^[5]	
Apoyo lateral de barras longitudinales o confinamiento del concreto	Estructuras de ductilidad alta		700 (7 000)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	A1064M ^[6] , A1022M ^[6]	No permitido
	Refuerzo helicoidal (zunchos)		700 (7 000)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	No permitido	No permitido
	Otras		560 (5 600)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M	NMX-B-253, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido
Fuerza cortante	Estructuras de ductilidad alta ^[7]	Marcos a momento ^[8]	560 (5 600)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	A1064M ^[6] , A1022M ^[6]	No permitido
		Muros ^[9]	700 (7 000)				
	Refuerzo helicoidal (zunchos)		420 (4 200)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	No permitido	No permitido
	Cortante por fricción		420 (4 200)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido
	Estribos abiertos, grapas, estribos cerrados de confinamiento		420 (4 200)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	A1064M y alambre liso electrosoldado A1022M	No permitido
560 (5 600)			No permitido	No permitido	A1064M y alambre corrugado soldado A1022M	No permitido	
Momento torsionante	Longitudinal y transversal		420 (4 200)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido
Refuerzo para anclajes	Estructuras de ductilidad alta		560 (5 600)	NMX-B-457 ^[2]	No permitido	No permitido	No permitido
	Estructuras de ductilidad baja y media		560 (5 600)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	A1064M, A1022M	A184M ^[5]
	Barras con cabeza		560 (5 600)	NMX-B-457, A970M	No permitido	No permitido	No permitido
Regiones diseñadas con el método de puntales y tensores (Cap. 10)	Tensores longitudinales		560 (5 600)	NMX-B-506, NMX-B-457, A966M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido
	Otros		420 (4 200)				

^[1] Todos los componentes de muros estructurales de ductilidad alta y media, incluyendo vigas de acoplamiento, elementos de borde y muros-columna.

^[2] Se permite NMX-B-506-CANACERO-2019 Grado 42 si se cumple con los requisitos i) a iv). No se permitirá el uso de NMX-B-506 Grado 56 ni Grado 70 en estructuras de ductilidad media ni de ductilidad alta.

i) El esfuerzo de fluencia real medido en ensayos en la siderúrgica no excede f_y en más de 125 MPa (1 250 kg/cm²).

- ii) La relación entre la resistencia a la tensión real al esfuerzo de fluencia real es al menos 1.25.
 - iii) El alargamiento mínimo de rotura en una longitud de medición de 200 mm debe ser al menos 14 por ciento en barras no. 3 hasta no. 6, al menos 12 por ciento para barras no. 7 hasta no. 12, y al menos 10 por ciento para barras no. 14 y 18.
 - iv) El alargamiento mínimo uniforme debe ser al menos 9 por ciento para barras no. 3 hasta no. 10, al menos 6 por ciento para barras no. 12, 14 y 18.
- [3] Todos los componentes de muros estructurales de ductilidad baja, incluyendo vigas de acoplamiento y muros-columna.
- [4] En losas y vigas que no sean parte de un sistema de ductilidad alta, las barras que pasan a través o se extienden desde un sistema de muros estructurales de ductilidad alta deberán cumplir con:
- i. NMX-B-457-CANACERO-2019 Grado 42, Grado 56 y Grado 70
 - ii. NMX-B-506-CANACERO-2019 Grado 42 si se cumple con [2].
- [5] Las mallas de barras corrugadas soldadas sólo se permite que sean hechas usando barras corrugadas que cumplen con NMX-B-506-CANACERO-2019 o NMX-B-457-CANACERO-2019 Grado 42 o Grado 56.
- [6] No se permite usar barras NMX-B-253-CANACERO-2013 y ASTM A1022/1022M en estructuras de ductilidad alta cuando se requiere que la soldadura resista esfuerzos provenientes de confinamiento, soporte lateral de barras longitudinales, cortante u otras acciones.
- [7] Esta aplicación también incluye refuerzo para cortante con un valor máximo de f_y de 560 MPa (5 600 kg/cm²) para el diseño de diafragmas y cimentaciones para combinaciones de carga que incluyan el sismo, y cuando sean parte de una estructura de ductilidad alta.
- [8] El refuerzo de cortante en esta aplicación incluye estribos abiertos, grapas, estribos cerrados de confinamiento y refuerzo helicoidal en marcos de ductilidad alta.
- [9] El refuerzo de cortante en esta aplicación incluye todo el refuerzo transversal en muros estructurales de ductilidad alta, vigas de acoplamiento y muros-columna. Las barras diagonales en vigas de acoplamiento deberán cumplir con NMX-B-457-CANACERO-2019 o con [2].

Tabla 2.4.2.2.4.b – Tipo de barras y alambres ordinarios lisos para refuerzo helicoidal

Uso	Aplicación	Valor máximo de f_y o f_{yr} permitido para diseño, MPa (kg/cm ²)	ASTM	
			Barras lisas	Alambres lisos
Soporte lateral de barras longitudinales o confinamiento de concreto	Refuerzo helicoidal en estructuras de ductilidad alta	700 (7 000)	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
	Refuerzo helicoidal	700 (7 000)	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
Cortante	Refuerzo helicoidal	420 (4 200)	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
Torsión en vigas no presforzadas	Refuerzo helicoidal	420 (4 200)	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M

Comentario:

Para los casos en que áreas de la estructura requieran considerar el uso de acero inoxidable como refuerzo en el diseño, se pueden tomar en cuenta los requerimientos de ACI 318-19 y de NMX-B-522.

2.4.3 Pernos lisos con cabeza

2.4.3.1 Los pernos lisos con cabeza y los aditamentos de montaje y sujeción de pernos deberán cumplir con la norma ASTM A1044M.

2.4.3.2 El valor máximo de f_{yr} permitido en los cálculos de diseño será 360 MPa (3 600 kg/cm²).

Comentario:

En esta versión de la Norma se acepta el uso de pernos lisos con cabeza. Estos pernos tienen un área de la cabeza al menos diez veces el área del fuste. Asimismo, en la norma ASTM A1044M se establece que el ancho y espesor del material usado para el riel de soporte sea suficiente para proveer el anclaje requerido que evite la fluencia del perno con diámetros de 0.375, 0.500, 0.625 y 0.750 pulgadas (9.5, 12.7, 15.9 y 19 mm, respectivamente). Asimismo, en la norma se establece que la resistencia mínima a tensión sea de 457 MPa (4 570 kg/cm²).

2.4.4 Durabilidad del acero de refuerzo

2.4.4.1 Se cumplirán los requisitos sobre durabilidad del acero de refuerzo del Capítulo 4.

3. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

3.1 Alcance

3.1.1 En este capítulo se presentan los requisitos mínimos de análisis y diseño, mencionados en a) a i):

- a) Estructuración (véase 3.2)
- b) Análisis en general (véase 3.3)
- c) Análisis de losas (véase 3.4)
- d) Análisis de losas apoyadas en columnas (losas planas) (véase 3.5)
- e) Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión (véase 3.6)
- f) Análisis y diseño de elementos presforzados (véase 3.7)
- g) Factores de resistencia (véase 3.8)
- h) Dimensiones de diseño (véase 3.9)
- i) Revestimientos (véase 3.10).

3.2 Estructuración

3.2.1 Sistema estructural resistente a cargas gravitacionales y fuerzas laterales

3.2.1.1 El Sistema Estructural Resistente a Cargas Gravitacionales y Fuerzas Laterales (SERCGFL) deberá considerarse constituido por todos los elementos estructurales que transmiten las fuerzas que actúan en la estructura a la cimentación. El Director y, en su caso, el Corresponsable deberá verificar que esté establecido claramente en la memoria de cálculo cuál es el SERCGFL de la estructura y cuál es la trayectoria de fuerzas y acciones correspondiente. Todos los elementos estructurales que forman parte del SERCGFL deberán cumplir las especificaciones sobre estados límite de falla y servicio, así como con los requisitos de durabilidad y protección contra fuego de esta Norma. Las uniones o conexiones entre elementos estructurales del SERCGFL deberán permitir que las fuerzas puedan transmitirse a través de ellas.

3.2.1.2 Las irregularidades de los SERCGFL se tomarán en cuenta de acuerdo con lo dispuesto en el Capítulo 5 de la NTC-Sismo.

Comentario:

En algunas revisiones de estructuras construidas o de planos y memorias de cálculo no ha sido posible identificar claramente cuál es el sistema estructural que debe resistir las cargas gravitacionales y las fuerzas laterales, en particular las inducidas por el sismo. Por esta razón, se introduce el concepto de Sistema Estructural Resistente a Cargas Gravitacionales y Fuerzas Laterales (SERCGFL) para referirse al conjunto de elementos estructurales, como losas, columnas, vigas, muros, diafragmas, uniones y conexiones, a través de los cuales se transmiten las cargas gravitacionales y las fuerzas laterales desde el punto en que se originan hasta la cimentación. Estos sistemas han de estar claramente señalados en los planos y memorias de cálculo de tal manera que en el proceso de revisión de la memoria de cálculo se pueda verificar claramente si la estructura cumple con los estados límites de falla y servicio especificados en esta Norma.

3.2.2 Restricciones y limitaciones para el SERCGFL que deba resistir acciones sísmicas

3.2.2.1 El SERCGFL debe conformarse con alguno de los tipos de sistema estructural indicados en la tabla 4.2.1 de la NTC-Sismo o una combinación de sistemas en las direcciones de análisis.

Comentario:

En la tabla 4.2.1 de la NTC-Sismo se presentan los tipos de SERCGFL más usuales en la práctica para estructuras de concreto. Puede observarse que para cada tipo se especifican de uno a tres grados de ductilidad con los que se pueden diseñar las estructuras correspondientes, es decir, ductilidad baja, ductilidad media y ductilidad alta. Para cada tipo de estructura y grado de ductilidad, se especifican también los valores del coeficiente de comportamiento sísmico, Q , que pueden usarse y las distorsiones máximas de entrepiso, γ_{max} , permisibles, para los niveles de desempeño de ocupación inmediata y seguridad de vida. Algunos SERCGFL capaces de desarrollar un comportamiento dúctil pueden diseñarse con cualquiera de los grados de ductilidad, como los marcos resistentes a momento construidos monolíticamente, mientras que otros que no tienen esa capacidad o que no poseen la ventaja de constituir estructuras redundantes o hiperestáticas, sólo pueden diseñarse con criterios de ductilidad baja, como los sistemas con base en columnas de concreto en voladizo. Algunos sistemas pueden diseñarse con ductilidades

media o alta, pero deben cumplir con las condiciones especificadas en la tabla 4.2.1 de la NTC-Sismo, como los marcos de elementos prefabricados. En los comentarios de esa Norma se incluyen aclaraciones y observaciones adicionales a los distintos tipos de estructuración de dicha tabla.

Una vez que se ha definido el SERCGFL y el grado de ductilidad, el diseño de los elementos estructurales de concreto se hace conforme a lo estipulado en esta Norma. Su organización es tal que en el Capítulo 6 se presentan las especificaciones para elementos diseñados con ductilidad baja, en el Capítulo 7 para elementos con ductilidad media, y en el Capítulo 8 para elementos con ductilidad alta. En los capítulos mencionados también se incluyen especificaciones para los diafragmas, así como para las uniones y conexiones entre los elementos.

3.3 Análisis

3.3.1 Aspectos generales

3.3.1.1 Desde el enfoque del comportamiento de los materiales y elementos estructurales, los métodos de análisis podrán ser elástico lineales o inelásticos, y desde el enfoque de la aplicación de las cargas podrán ser estáticos o dinámicos. El comportamiento de los materiales y elementos estructurales se trata en esta Norma, y los criterios y procedimientos para el cálculo de las acciones se encuentran en las NTC-Criterios, NTC-Sismo y NTC-Viento.

3.3.1.2 Los métodos de análisis permitidos en esta Norma serán los indicados en a) a f):

- Método simplificado de análisis de vigas continuas y losas que trabajan en una dirección sometidas a cargas gravitacionales (véase 3.3.3)
- Análisis elástico lineal de primer orden (véase 3.3.4)
- Efectos de esbeltez (véase 3.3.5)
- Análisis elástico lineal de segundo orden (véase 3.3.6)
- Análisis inelástico (véase 3.3.7)
- Análisis por el método de los elementos finitos (véase 3.3.8).

3.3.1.3 Adicionalmente, se permitirá usar los métodos de análisis señalados en a) a d):

- En losas que trabajan en dos direcciones, el método directo de diseño de losas no presforzadas y el método del marco equivalente para losas no presforzadas y presforzadas
- Muros esbeltos analizados según 6.5.5 para efectos fuera de plano
- Diafragmas analizados de acuerdo con 6.8
- Miembro o región del mismo analizado usando el método de puntales y tensores del Capítulo 10 de esta Norma.

3.3.1.4 El modelo de análisis deberá considerar si existen los efectos de variación de las propiedades de la sección transversal a lo largo de los miembros.

3.3.1.5 Las estructuras de concreto se deberán analizar ante sismo con los métodos prescritos en los Capítulos 2, 6 y 7 de la NTC-Sismo, según sea el caso.

3.3.2 Hipótesis para modelación

3.3.2.1 En vigas T y L no presforzadas, el ancho del patín que se considere trabajando a cada lado del alma será el menor de los valores de la tabla 3.3.2.1, donde el ancho efectivo del patín b_p incluye el ancho del alma de la viga b_w más el segmento de losa con un ancho calculado de acuerdo con la misma tabla.

Tabla 3.3.2.1 - Ancho efectivo de patín en secciones L y T

Ubicación del patín	Ancho del patín a los lados de la viga	
Sección T	El menor de:	$8t$
		$L_a/2$
		$L_n/8$
Sección L	El menor de:	$6t$
		$L_a/2$
		$L_n/12$

3.3.2.2 Distribución de la carga viva

3.3.2.2.1 Para el diseño de sistemas de piso que tengan que resistir cargas gravitacionales, con o sin presencia de cargas accidentales, se permitirá suponer que la carga viva se aplica sólo en el nivel analizado.

3.3.2.2.2 La distribución de la carga viva factorizada, tanto para elementos que trabajan en una o en dos direcciones, será aquella que produzca los mayores valores de momento en el punto de interés (momento positivo en el centro del claro del tablero, o momento negativo en los apoyos).

3.3.2.2.3 Si la carga viva es variable y no excede 75 por ciento de la carga muerta, o si la naturaleza de la carga viva es tal que todos los tableros se cargarán simultáneamente, se permitirá suponer que los valores de momento máximo en todas las secciones ocurren con la carga viva factorizada aplicada simultáneamente a todos los tableros.

3.3.2.2.4 Si inclusiones o elementos embebidos crean huecos en el plano de las losas cuya cualquier dimensión exterior sea mayor que 1/3 del espesor de la losa, o están separados entre sí a menos de tres diámetros o anchos medidos a centros, se deberán considerar los efectos de aplicar la carga viva sobre una parte de la losa, así como los efectos de patrones de carga definidos en 3.3.2.2.5.

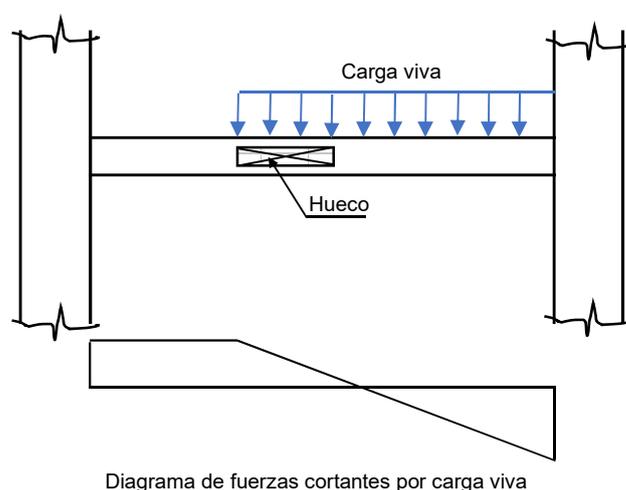


Figura 3.3.2.2.4 – Representación esquemática de inclusiones o elementos embebidos que generan huecos en el plano de las losas

3.3.2.2.5 Si no se conoce la distribución de la carga viva o la condición de carga es distinta de las definidas en 3.3.2.2.3 o 3.3.2.2.4, se permitirá suponer a) y b):

- El máximo momento positivo M_u cerca del centro del tablero ocurre con 75 por ciento de la carga viva factorizada en el tablero y tableros alternados
- El máximo momento negativo M_u en el soporte ocurre con 75 por ciento de la carga viva factorizada en tableros adyacentes.

Comentario:

El uso de sólo 75 por ciento de la carga viva factorizada para calcular los máximos momentos debido a patrones de carga se basa en el hecho de que los momentos positivos y negativos máximos debido a carga viva no pueden ocurrir simultáneamente y que, por tanto, es posible que ocurra una redistribución de momentos antes de que ocurra la falla. Si bien este procedimiento conduce a concentraciones de esfuerzos locales bajo la carga viva factorizada total si se distribuye como se señala, la resistencia de diseño de la losa después de la redistribución de momentos no es menor que la que se requiere que resista la losa en todos los tableros si se somete a la totalidad de las cargas muerta y viva factorizadas en todos los tableros.

Si las aberturas o huecos en el plano de una losa causan discontinuidades locales, es conveniente considerar la aplicación de la carga viva sólo en parte del tablero de la losa, en especial sobre la parte de la losa con hueco o colocada adyacente a dicha parte. La presencia de aberturas o huecos en el plano de la losa, y su influencia en la resistencia a flexión, cortante y deflexiones deberá considerarse, incluyendo la evaluación de la posibilidad que se formen secciones críticas creadas por las aberturas y vacíos.

3.3.3 Método simplificado de análisis para vigas continuas y losas que trabajan en una dirección sometidas a cargas gravitacionales

3.3.3.1 Se permitirá calcular el momento y cortante último debido a cargas gravitacionales de acuerdo con este inciso para vigas y losas continuas que trabajan en una dirección que satisfacen a) a e):

- Los miembros son prismáticos
- Las cargas se distribuyen uniformemente
- El valor de carga viva no es mayor que tres veces el valor de la carga muerta
- Hay al menos dos claros
- El mayor de dos claros adyacentes no exceda al más corto en más de 20 por ciento.

3.3.3.2 El valor de momento último debido a las cargas gravitacionales se debe calcular de acuerdo con la tabla 3.3.3.2.

Tabla 3.3.3.2 - Valores de momento aproximados para vigas continuas y losas trabajando en una dirección

Momento	Ubicación	Condición	M_u
Positivo	Claros extremos	Extremo discontinuo pero monolítico con el apoyo	$w_u L_n^2 / 14$
		Extremo discontinuo y sin restricción	$w_u L_n^2 / 11$
	Claros interiores	Todos	$w_u L_n^2 / 16$
Negativo	Bordes interiores de borde exterior	Losa colada monolíticamente con la viga de apoyo	$w_u L_n^2 / 24$
		Losa colada monolíticamente con la columnas de apoyo (losa plana)	$w_u L_n^2 / 16$
	Todos los demás casos	Todos	$w_u L_n^2 / 10$

3.3.3.2.1 Para calcular los momentos negativos, L_n será el promedio de las longitudes de los claros adyacentes.

3.3.3.3 Los momentos calculados según 3.3.3.2 no pueden ser redistribuidos.

3.3.3.4 El valor del cortante último debido a cargas gravitacionales se debe calcular de acuerdo a la Tabla 3.3.3.4.

Tabla 3.3.3.4 – Valores de cortantes aproximados para vigas continuas y losas trabajando en una dirección

Ubicación	V_u
Cara exterior del primer apoyo interior	$1.15 w_u L_n / 2$
Cara de todos los demás apoyos	$w_u L_n / 2$

3.3.4 Análisis elástico lineal de primer orden

3.3.4.1 Requisitos generales

3.3.4.1.1 Los efectos de esbeltez se deberán considerar de acuerdo con 3.3.5, a menos que se permita que sean despreciados de conformidad con 3.3.5.2.1.

3.3.4.1.2 Se permitirá la redistribución de momentos calculados mediante un análisis elástico de primer orden de acuerdo con 3.3.5.2.6.

3.3.4.2 Se permitirá simplificar el modelo de análisis por los supuestos a) y b):

- a) Se permitirá que las losas macizas o los sistemas de viguetas trabajando en una dirección construidos monolíticamente con los apoyos, con claros libres no mayores de 3 m, se analicen como miembros continuos sobre apoyos simples con claros iguales a las distancias entre ejes de vigas y/o elementos de soporte
- b) Para marcos o construcción continua, se permitirá suponer que las zonas correspondientes a las conexiones entre elementos son rígidas.

3.3.4.3 Cuando se apliquen métodos de análisis elásticos con cargas factorizadas, tanto para el correspondiente al estado límite de falla, como para el de servicio, se calcularán los momentos de inercia y las áreas transversales de acuerdo con las tablas 3.3.4.3.a o 3.3.4.3.b Se aceptará usar un análisis más riguroso para determinar estos valores.

Tabla 3.3.4.3.a - Momentos de inercia y áreas transversales para análisis elásticos con cargas factorizadas

Elemento	Momento de inercia	Área de sección transversal para deformación axial	Área de sección transversal para deformaciones por cortante
Vigas y muros agrietados ^[1]	$0.35 I_g$	A_g	$b_w h$
Columnas agrietadas	$0.50 I_g$		
Columnas y muros no agrietados	$0.70 I_g$		
Losas planas ²	$0.25 I_g$		

^[1] En vigas T se deberán incluir los anchos de patín especificados en 3.3.2.1.

^[2] En el caso de losas, considérese que el peralte del elemento está identificado con la variable t .

Tabla 3.3.4.3.b – Valores alternativos de momentos de inercia para análisis elásticos con cargas factorizadas

Elemento	Valor alternativo de I para análisis elástico		
	Mínimo	I	Máximo
Columna y muro	$0.35 I_g$	$\left(0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0}\right)$	$0.875 I_g$
Viga y losa plana	$0.25 I_g$	$(0.10 + 25p) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0.5 I_g$

Para elementos continuos a flexión, se permitirá que I se tome como el promedio de los valores obtenidos para las secciones críticas de momento positivo y negativo. P_u y M_u se calcularán a partir de la combinación de carga en consideración, o la combinación de P_u y M_u que produzca el menor valor de I .

3.3.4.4 Si hay cargas laterales sostenidas, los momentos de inercia de columnas y muros se dividirán por $(1 + \beta_{ds})$, donde β_{ds} es la relación del cortante sostenido máximo dentro de un entrepiso y el cortante máximo en ese entrepiso asociado con la misma combinación de carga de análisis.

3.3.4.4.1 Para el análisis bajo cargas laterales factorizadas, se permitirá suponer que la rigidez de los elementos sea a), b) o el calculado mediante un análisis más detallado, considerando las rigideces efectivas de todos los elementos bajo las condiciones de carga:

- a) Las propiedades de la sección definidas en las tablas 3.3.4.3.a o 3.3.4.3.b
- b) $I=0.5I_g$ para todos los elementos.

3.3.4.5 En estructuras continuas se admitirá redistribuir los momentos flexionantes obtenidos del análisis elástico, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, pero sin que ningún momento se reduzca, en valor absoluto, más de 20 por ciento en vigas y losas apoyadas en vigas o muros, ni que se reduzca más de 10 por ciento en columnas y en losas planas.

3.3.4.6 Análisis bajo cargas de servicio

3.3.4.6.1 Los análisis ante las cargas de servicio (cargas permanentes) deberán realizarse considerando las características geométricas de las secciones transversales de los elementos estructurales de acuerdo con las Clases establecidas en la tabla 3.3.4.6.1 y en la tabla 13.3.2.1.1. El dimensionamiento de las estructuras y de los elementos que las componen se efectuará

de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en la NTC-Criterios y en esta Norma.

Tabla 3.3.4.6.1 – Clases de elementos y requerimientos para análisis en condiciones de servicio

	Clase A	Clase T	Clase SA
Propiedades de las secciones transversales de elementos viga, losa y muro	Sección agrietada	Sección bruta	Sección bruta
Propiedades de las secciones transversales de elementos columna	Sección bruta	Sección bruta	Sección bruta

3.3.4.6.2 Las deflexiones inmediatas y dependientes del tiempo, provenientes de cargas gravitacionales deberán calcularse de acuerdo con 13.4.

3.3.4.6.3 Se permitirá calcular las deflexiones laterales inmediatas mediante el uso de un momento de inercia igual a 1.4 veces I definido en 3.3.4.3 o mediante un análisis más detallado, sin que este valor exceda I_g .

Comentario:

En el caso de estructuras que no sufren desplazamientos laterales significativos, las fuerzas internas obtenidas de los análisis estructurales lineales dependen principalmente de las rigideces a flexión relativas entre los miembros. Los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas axiales obtenidas no cambian mucho usando distintas hipótesis para calcular las rigideces a flexión, siempre que se usen las mismas para todos los elementos.

Sin embargo, en estructuras que sufren desplazamientos grandes, tanto la magnitud de esos desplazamientos como las fuerzas internas calculadas, dependen mucho de las hipótesis con las que se calculen los momentos de inercia y las rigideces a flexión de los elementos. Por esta razón, varios investigadores han planteado propuestas para estimar un momento de inercia efectivo con el cual se puedan realizar análisis elásticos que proporcionen resultados de fuerzas internas y de desplazamientos semejantes a los obtenidos con análisis más elaborados o ensayos de laboratorio (Kuntia y Ghosh, 2004; Elwood y Eberhard, 2007; Rodríguez y Restrepo, 2012). En general, se ha encontrado que, si se calculan desplazamientos en elementos sujetos a flexión o a flexocompresión con los momentos de inercia de secciones gruesas, I_g , dichos desplazamientos resultan menores que los medidos experimentalmente para el momento en que empieza a fluir el acero de refuerzo longitudinal. Existen propuestas que toman en cuenta las variables que se han encontrado más importantes para explicar las diferencias entre valores teóricos y experimentales, como son el nivel de carga axial en columnas y muros y la cuantía de refuerzo longitudinal en vigas y losas. Por el momento, en esta Norma se mantiene un formato simplificado; las especificaciones de las tablas 3.3.4.3.a o 3.3.4.3.b son una simplificación de las propuestas mencionadas. En esta versión se aclara que se pueden usar los valores de las tablas 3.3.4.3.a o 3.3.4.3.b, o bien la simplificación en 3.3.4.4.1.b.

En el análisis de marcos (elásticos de primer y segundo orden), se recomienda suponer inicialmente para la viga $I=0.35I_g$, y para la columna $I=0.70I_g$. Al completar el análisis ante fuerzas laterales, el valor de I para vigas y columnas se sugiere volver a calcularlo utilizando las ecuaciones de la tabla 3.3.4.3.b; lo anterior, tomando en cuenta que I depende de la magnitud de M_u/P_uh . Si los valores finales de I difieren de los valores supuestos inicialmente en más de 15 por ciento, se recomienda realizar el análisis nuevamente utilizando el I revisado.

La simplificación indicada en 3.3.4.4.1.b es una recomendación que emana del Eurocódigo-8, Diseño Sismorresistente de Estructuras; no obstante, para este caso se deberá considerar lo indicado en el párrafo anterior, calcular el valor de I para vigas y columnas una vez terminado el análisis ante fuerzas laterales, de modo que si los valores finales de I difieren a los inicialmente supuestos en más de 15 por ciento, se use el I revisado en un nuevo análisis.

3.3.5 Efectos de esbeltez

3.3.5.1 Conceptos generales

3.3.5.1.1 Todos los elementos estructurales de un entrepiso, columnas, muros y cualquier otro sistema que contribuya a resistir fuerzas verticales y laterales, se clasificarán como restringidos lateralmente y no restringidos lateralmente.

3.3.5.1.2 Se supondrá que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando estos extremos no se desplacen uno respecto al otro de manera apreciable. El desplazamiento puede ser despreciable por la presencia en el entrepiso de elementos de una elevada rigidez lateral, como contravientos o muros, o porque la estructura puede resistir las cargas aplicadas

sin sufrir desplazamientos laterales considerables. Se acepta que una columna no presenta desplazamientos laterales de consideración cuando se presenta a) o b):

- a) Si la columna forma parte de un entrepiso donde la rigidez lateral de contravientos, muros u otros elementos que den restricción lateral no es menor que 85 por ciento de la rigidez total de entrepiso. Además, la rigidez de cada diafragma horizontal (losa, por ejemplo), a los que llega la columna, no debe ser menor que diez veces la rigidez de entrepiso del marco al que pertenece la columna en estudio. La rigidez de un diafragma horizontal con relación a un par de ejes de columnas se define como la fuerza que debe aplicarse al diafragma en el centro del claro entre los ejes en cuestión para producir una deflexión unitaria en el punto de aplicación de la carga, estando el diafragma libremente apoyado en los elementos que dan restricción lateral (muros, contravientos, etc.)
- b) Si se satisface la ec. 3.3.5.1.2:

$$Q \frac{\delta_i}{h_i} \leq 0,08 \frac{V_i}{W_u} \quad (3.3.5.1.2)$$

3.3.5.1.3 La longitud efectiva, H' , de un miembro a flexocompresión cuyos extremos estén restringidos lateralmente puede determinarse con el nomograma de la fig. 3.3.5.1.3. Si se usa dicho nomograma, se obtendrá el factor de longitud efectiva k , de modo que la longitud efectiva se pueda calcular con la ec. 3.3.5.1.3.a:

$$H' = kH \quad (3.3.5.1.3.a)$$

o, de forma aproximada usando:

$$k = 1,35 - \sqrt{1,35(1,35 - k_A - k_B) + 1/2(k_A^2 + k_B^2)} \quad (3.3.5.1.3.b)$$

donde el factor de restricción lateral de los extremos A y B de la columna está dado por:

$$k_A = \frac{0,4 + \psi_A}{0,8 + \psi_A} \quad (3.3.5.1.3.c)$$

$$k_B = \frac{0,4 + \psi_B}{0,8 + \psi_B}$$

y donde ψ_A y ψ_B se calcularán usando los momentos de inercia correspondientes a la flexión en el plano considerado mediante las ecs. 3.3.5.1.3.d:

$$\psi_A = \frac{\sum(I/L)_{columnas}}{\sum(I/L)_{miembros\ de\ flexión}} \quad (3.3.5.1.3.d)$$

$$\psi_B = \frac{\sum(I/L)_{columnas}}{\sum(I/L)_{miembros\ de\ flexión}}$$

Espacio en blanco dejado de manera intencional

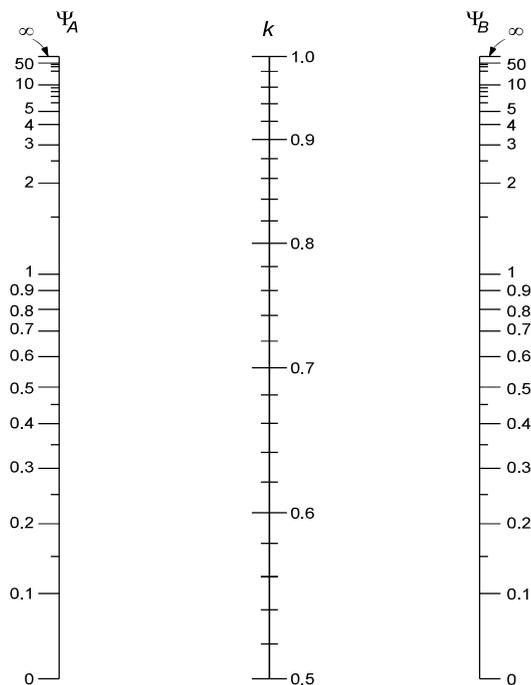


Figura 3.3.5.1.3 - Nomograma para determinar longitudes efectivas, H' , en miembros a flexocompresión con extremos restringidos lateralmente

3.3.5.1.4 Se admitirá calcular los efectos de esbeltez mediante el método de amplificación de momentos flexionantes indicado en 3.3.5.2 o por medio del análisis elástico lineal de segundo orden especificado en 3.3.6.

Comentario:

Aunque la mayoría de las herramientas de análisis que se usan en el medio de la ingeniería estructural (análisis y diseño), contemplan la posibilidad de incluir efectos de esbeltez, se mantiene este procedimiento para determinar la amplificación de momentos con el propósito de que el profesional cuente con una referencia normativa que le permita “verificar” lo que reporta la herramienta computacional.

3.3.5.2 Método de amplificación de momentos flexionantes

3.3.5.2.1 Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez

3.3.5.2.1.1 En miembros con extremos restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando se cumpla la ec. 3.3.5.2.1.1:

$$\frac{H}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \tag{3.3.5.2.1.1}$$

donde M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos flexionantes en los extremos del miembro; el cociente M_1/M_2 es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura sencilla y negativo cuando lo hace en curvatura doble; si $M_1=M_2=0$, el cociente M_1/M_2 se tomará igual a 1.0.

3.3.5.2.2 Miembros en los que no pueden despreciarse los efectos de esbeltez

3.3.5.2.2.1 En miembros con extremos restringidos en los que se cumpla la ec. 3.3.5.2.2.1:

$$\frac{H'}{r} > 100 \tag{3.3.5.2.2.1}$$

se deberá efectuar un análisis elástico lineal de segundo orden de acuerdo con lo prescrito en 3.3.6.

3.3.5.2.2 En miembros con extremos no restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez no podrán despreciarse.

3.3.5.2.3 Momentos de diseño

3.3.5.2.3.1 Los miembros sujetos a flexocompresión en los que, de acuerdo con 3.3.5.2.2.1, no pueden despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño, P_u , obtenida de un análisis elástico lineal de primer orden y un momento amplificado, M_c , obtenido en forma aproximada y, según el caso, de acuerdo con lo estipulado en 3.3.5.2.4 o en 3.3.5.2.5.

3.3.5.2.4 Miembros con extremos restringidos lateralmente

3.3.5.2.4.1 Los miembros se diseñarán con un momento amplificado, M_c , que se calculará con las ecs. 3.3.5.2.4.1.a a 3.3.5.2.4.1.e:

$$M_c = F_{ab}M_2 \quad (3.3.5.2.4.1.a)$$

donde:

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad (3.3.5.2.4.1.b)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (3.3.5.2.4.1.c)$$

$$P_c = \frac{\pi^2(EI)_{ef}}{(H')^2} \quad (3.3.5.2.4.1.d)$$

$$(EI)_{ef} = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (3.3.5.2.4.1.e)$$

Comentario:

Para calcular $(EI)_{ef}$ existen propuestas como las ecs. C.3.3.5.2.4.a y C.3.3.5.2.4.b

$$(EI)_{ef} = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_{dns}} \quad (C.3.3.5.2.4.a)$$

$$(EI)_{ef} = \frac{E_c I}{1 + \beta_{dns}} \quad (C.3.3.5.2.4.b)$$

El numerador de las ecuaciones 3.3.5.1.4.1.e, C.3.3.5.2.4.a y C.3.3.5.2.4.a representa la rigidez de la columna a corto plazo. La ec. C.3.3.5.2.4.a se dedujo para excentricidades pequeñas y altos niveles de carga axial. La ec. 3.3.5.1.4.1.e es una aproximación simplificada de la ec. C.3.3.5.2.4.a y es menos precisa (Mirza 1990). Para mayor precisión, $(EI)_{ef}$ puede ser aproximado usando la ec. C.3.3.5.2.4.b. El flujo plástico debido a cargas sostenidas incrementa la deformación lateral de una columna y, por lo tanto, aumenta el momento. Esto se aproxima en diseño reduciendo la rigidez, $(EI)_{ef}$, usada para calcular P_c y F_{ab} , dividiendo el término EI a corto plazo del numerador de las tres ecuaciones por $(1 + \beta_{dns})$. Para simplificar, se puede suponer que $\beta_{dns}=0.6$. En este caso, la ec. 3.3.5.2.4.1.e se vuelve $(EI)_{ef} = 0.25 E_c I_g$.

3.3.5.2.4.2 Cuando se considere la acción de carga muerta y carga viva, β_{dns} será la relación entre la carga axial de diseño factorizada, producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño factorizada total asociada con la combinación de carga. En ningún caso se tomará β_{dns} mayor que 1.0.

3.3.5.2.4.3 El momento M_2 , que es el mayor de los momentos en los extremos del miembro, se tomará con su valor absoluto y debe estar multiplicado por el factor de carga. No se tomará menor que el que resulte de aplicar la excentricidad mínima prescrita en 5.2.3. Si el momento calculado para la excentricidad mínima es mayor que el momento M_2 , se tomará $C_m=1.0$.

3.3.5.2.4.4 En columnas con cargas transversales aplicadas entre sus apoyos, se tomará $C_m=1.0$.

3.3.5.2.5 Miembros con extremos no restringidos lateralmente

3.3.5.2.5.1 Los momentos en los extremos del miembro se calcularán con las ecs. 3.3.5.2.5.1.a a 3.3.5.2.5.1.b:

$$M_1 = M_{1b} + F_{as}M_{1s} \quad (3.3.5.2.5.1.a)$$

$$M_2 = M_{2b} + F_{as}M_{2s} \quad (3.3.5.2.5.1.b)$$

3.3.5.2.5.2 El factor de amplificación de momentos se calculará mediante a), b) o c):

$$a) \quad F_{as} = \frac{1}{1 - \lambda_{est}} \geq 1 \quad (3.3.5.2.5.2.a)$$

$$b) \quad F_{as} = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq 1 \quad (3.3.5.2.5.2.b)$$

c) Análisis elástico lineal de segundo orden

donde el índice de estabilidad λ_{est} está dado por la ec. 3.3.5.2.5.2.c:

$$\lambda_{est} = \frac{W_u \delta_i}{h_i V_i} \quad (3.3.5.2.5.2.c)$$

y $\sum P_u$ es la suma de todas las cargas verticales factorizadas en un piso y $\sum P_c$ es la suma de las cargas críticas de las columnas no restringidas en un entrepiso. P_c se calcula con la ec. 3.3.5.2.4.1.d usando un factor de esbeltez k al menos igual a 1.0 y $(EI)_{ef}$ se determina a partir de 3.3.5.2.4.1.e, donde β_{as} se sustituye por β_{dns} .

Comentario:

En la definición del índice de estabilidad se elimina el factor de comportamiento sísmico, Q ; lo anterior debido a que la revisión de este parámetro depende de la relación entre el cortante de entrepiso, V_i y el desplazamiento relativo del mismo entrepiso, δ_i . Estos valores que se tendrán que determinar en todas las condiciones y combinaciones de carga que considere el Proyectista, incluidas las correspondientes al caso de sismo y viento. En este sentido, por ejemplo, tomando en cuenta lo que indica la NTC-Sismo, existen, al menos, tres niveles de desempeño a revisar; en cada caso el procedimiento planteado para el cálculo de los desplazamientos es diferente (considerando el uso de los parámetros Q y R), por lo que en esta edición de la Norma se eliminó de la ec. 3.3.5.2.5.2.c el factor Q para el cálculo del desplazamiento de entrepiso.

El valor de la relación $V_i \delta_i$ se calculará conforme se indica en las NTC-Sismo, NTC-Viento y en esta Norma, dependiendo del tipo de carga y del nivel de desempeño a evaluar, en el caso de sismo.

3.3.5.2.5.3 Si F_{as} calculado con la ec. 3.3.5.2.5.2.a excede 1.5, se podrá usar el valor obtenido con la ec. 3.3.5.2.5.2.b o hacer un análisis elástico lineal de segundo orden de acuerdo con 3.3.6.

3.3.5.2.5.4 En estructuras cuyas columnas no tienen restringidos lateralmente sus extremos, las vigas y otros elementos en flexión se dimensionarán para que resistan los momentos amplificados de los extremos de las columnas. Cuando la torsión de un entrepiso sea significativa se deberá hacer un análisis de segundo orden de conformidad con lo requerido en 2.4 de la NTC-Sismo.

3.3.5.2.5.5 Si un miembro sujeto a flexocompresión con extremos no restringidos tiene una relación

$$\frac{H}{r} \geq \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c' A_g}}} \quad (3.3.5.2.5.5)$$

se diseñará para la carga P_u y un momento flexionante amplificado M_c calculado según se especifica en 3.3.5.2.4.1, pero calculando M_1 y M_2 como se especifica en 3.3.5.2.5.1 y con el valor de β_{dns} correspondiente a la combinación de carga considerada.

3.3.5.2.6 Redistribución de momentos

3.3.5.2.6.1 Excepto cuando se utilicen valores aproximados para los momentos de acuerdo con 3.3.3, cuando los momentos se hayan calculado de acuerdo con un análisis inelástico, o cuando los momentos en losas en dos direcciones se determinen utilizando las cargas especificadas en 3.3.2.2, se permitirá la reducción de momentos en secciones de momento máximo negativo o máximo positivo calculado por teoría elástica para cualquier disposición de carga supuesta si se cumplen a) y b):

- a) Los miembros de flexión son continuos
- b) $\epsilon_t \geq 0.0075$ en la sección en la que se reduce el momento.

3.3.5.2.6.2 En elementos presforzados, los momentos incluyen los debidos a cargas factorizadas y los debidos a las reacciones inducidas por el presfuerzo.

3.3.5.2.6.3 En la sección donde se reduce el momento, la redistribución no deberá exceder el menor de $1\ 000\epsilon_t$ en por ciento y 20 por ciento.

3.3.5.2.6.4 Se deberá verificar el equilibrio estático después de la redistribución de momentos para cada disposición de carga.

3.3.5.2.6.5 Los cortantes y las reacciones en los apoyos se deberán calcular de acuerdo con el equilibrio estático considerando los momentos redistribuidos para cada arreglo de carga.

3.3.6 Análisis elástico lineal de segundo orden

3.3.6.1 Los análisis de segundo orden (también conocidos como P -Delta) deberán realizarse de modo de obtener las fuerzas internas tomando en cuenta la influencia de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas a lo largo de la longitud del elemento y los efectos de la duración de la carga. Estas consideraciones se satisfacen usando las propiedades de la sección transversal definidas en 3.3.6.5.

3.3.6.2 Se deben considerar los efectos de esbeltez a lo largo de la columna. Se permitirá calcular estos efectos usando 3.3.5.2.4.

3.3.6.3 Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento usadas en el análisis para calcular los efectos de esbeltez deberán estar dentro de 10 por ciento de las dimensiones especificadas en el Proyecto Ejecutivo. De otro modo, se deberá repetir el análisis.

3.3.6.4 Se permitirá la redistribución de momentos calculados mediante un análisis elástico de segundo orden de acuerdo con 3.3.5.2.6.

3.3.6.5 Propiedades de la sección

3.3.6.5.1 Análisis ante cargas factorizadas

3.3.6.5.1.1 Se permitirá usar las propiedades de la sección calculadas de conformidad con 3.3.4.1 a 3.3.4.5.

3.3.6.5.2 Análisis ante cargas de servicio

3.3.6.5.2.1 Las deflexiones inmediatas y diferidas debido a cargas verticales se calcularán de acuerdo con 13.4.

3.3.6.5.2.2 De forma alternativa, se permitirá calcular las deflexiones inmediatas con un momento de inercia igual a 1.4 veces el dado por 3.3.4.1 o bien calculado mediante un análisis más detallado, sin que el valor exceda I_g .

Comentario:

El procedimiento para tomar en cuenta los efectos de esbeltez especificado en esta Norma tiene algunos cambios respecto al presentado en la edición 2017, principalmente en el cálculo del factor de amplificación de momentos, F_{as} . Mayor información se puede obtener en González y Robles (2004).

El diseño que considere los efectos de segundo orden puede basarse en el enfoque del factor de amplificación de momento (MacGregor et al., 1970; MacGregor, 1993; Ford et al., 1981), un análisis elástico de segundo orden o un análisis inelástico de segundo orden. La figura C3.6.6 pretende ayudar a los diseñadores con la aplicación de las disposiciones de esbeltez de la Norma. Los momentos finales en elementos en compresión, como columnas, muros o arriostramientos, han de considerarse en el diseño de elementos adyacentes a flexión. En marcos sin desplazamiento lateral, los efectos de amplificar los momentos finales no necesitan ser considerados en el diseño de vigas adyacentes. En los marcos sujetos a fuerzas laterales, los momentos finales magnificados se consideran al diseñar los elementos de flexión adyacentes.

Se han desarrollado varios métodos para evaluar los efectos de la esbeltez en elementos comprimidos sujetos a flexión biaxial. Una revisión de algunos de estos métodos se presenta en Furlong et al., (2004). Si el peso de una estructura es alto en proporción a su rigidez lateral, pueden resultar efectos P-delta excesivos, donde los momentos de segundo orden son más de 25 por ciento superiores a los momentos del análisis de primer orden. Considerando resultados de investigaciones analíticas en marcos de concreto reforzado (MacGregor y Hage, 1977), se eligió el límite superior de 1.4 en la relación de momentos del análisis de segundo orden a momentos del análisis de primer orden.

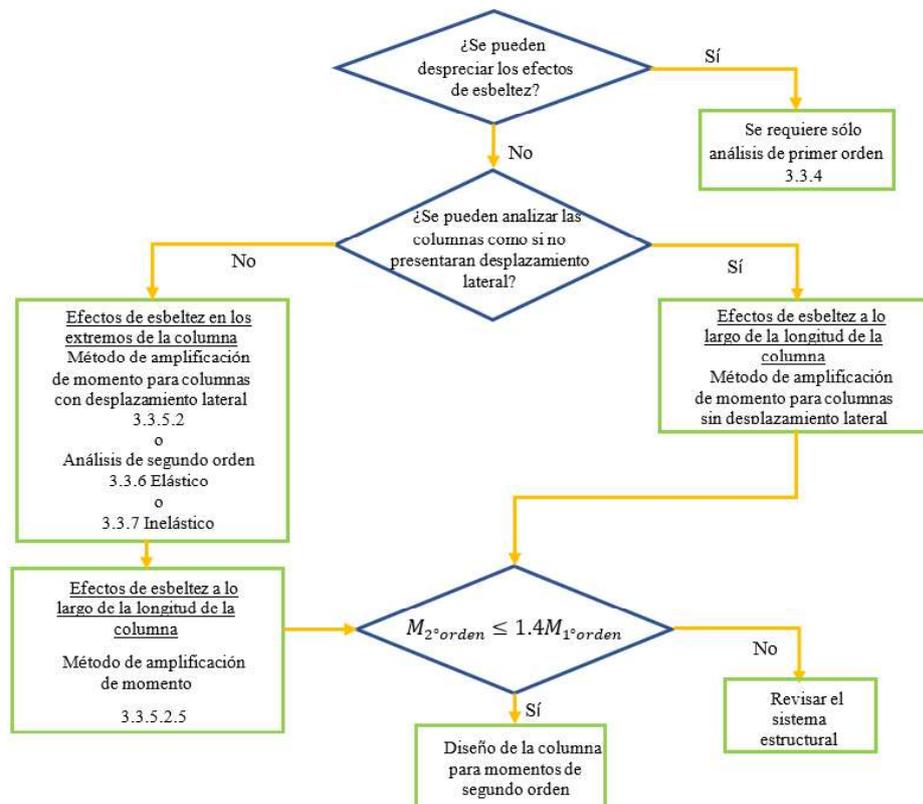


Figura C3.3.6 - Diagrama de flujo para determinar los efectos de esbeltez en columnas

3.3.7 *Análisis inelástico*

3.3.7.1 El análisis inelástico (o análisis no lineal) se usará para verificar el comportamiento de la estructura diseñada a partir de análisis elásticos lineales, siendo obligatorio en los casos que se indican en la NTC-Sismo.

3.3.7.1.1 En ningún caso se permitirá usar los resultados del análisis inelástico para diseñar el acero de refuerzo de secciones transversales, ni para reducir los valores obtenidos de los análisis lineales.

3.3.7.2 Un análisis inelástico deberá considerar la no linealidad del material. En el caso de análisis inelásticos de primer orden, se deberá satisfacer el equilibrio en la configuración no deformada. Para el caso de un análisis inelástico de segundo orden, se deberá satisfacer el equilibrio en la configuración deformada.

3.3.7.3 El procedimiento de análisis inelástico utilizado será tal que se demuestre que da como resultado el cálculo de la resistencia y las deformaciones sustancialmente de acuerdo con los resultados de las pruebas físicas de los componentes, subsistemas o sistemas estructurales de concreto que exhiben mecanismos de respuesta consistentes con los esperados en la estructura que se está diseñando.

3.3.7.3.1 Lo anterior se considerará satisfecho si se cumplen los requisitos del Apéndice A de esta Norma.

3.3.7.4 No se permitirá la redistribución de momentos calculados mediante un análisis inelástico.

3.3.7.5 A menos que se permita despreciar los efectos de la esbeltez de acuerdo con 3.3.5.2.1, un análisis inelástico debe satisfacer el equilibrio en la configuración deformada. Se permitirá calcular los efectos de esbeltez a lo largo de una columna usando 3.3.5.2.4.

3.3.7.6 Para el análisis inelástico de estructuras ante sismo se deberá cumplir lo establecido en el Apéndice A de esta Norma.

3.3.7.6.1 En el análisis inelástico ante sismo se podrán utilizar modelos de plasticidad concentrada (véase 3.3.7.7) o a base de fibras (véase 3.3.7.8) para la modelación de los elementos estructurales primarios.

3.3.7.7 *Modelos de plasticidad concentrada*

3.3.7.7.1 Se usarán modelos de plasticidad concentrada en vigas y columnas cuyo comportamiento esté controlado por flexión.

3.3.7.7.2 En la modelación de plasticidad concentrada de vigas y columnas, se deberán considerar los aspectos a) a d) siguientes:

- a) Ancho efectivo del patín de la viga
- b) Rigidez elástica de la zona central del elemento
- c) Resistencias a flexión (a la fluencia, máxima y última o de rotura)
- d) Capacidad de rotación plástica.

3.3.7.7.3 En la modelación de uniones viga-columna, se deberán considerar los aspectos a) o b) siguientes:

- a) Ajustar la rigidez de las zonas de vigas y columnas en la unión (zonas rígidas)
- b) Introducir un resorte rotacional en la intersección de vigas y columnas.

3.3.7.7.4 En la modelación de sistemas de piso, se deberán considerar los aspectos a) a c) siguientes:

- a) Resistencia a flexión y fuerza cortante (por punzonamiento)
- b) Rigidez elástica del sistema losa-viga
- c) Capacidad de rotación inelástica de la conexión losa-viga-columna.

3.3.7.7.5 Se aceptará modelar las articulaciones plásticas de conformidad con 3.3.7.7.6 o 3.3.7.7.7.

3.3.7.7.6 Modelación de articulaciones plásticas a partir de diagramas momento-curvatura

3.3.7.7.6.1 La obtención de diagramas momento-curvatura ($M-\phi$) de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las hipótesis indicadas en 3.6.1. Adicionalmente deberá cumplirse con a) a d):

- a) Los esfuerzos de compresión del concreto en la sección transversal del elemento pueden determinarse a partir de las deformaciones unitarias obtenidas con la hipótesis 3.6.1.a y con diagramas esfuerzo-deformación unitaria $f_c - \epsilon_c$ que tomen en cuenta el grado de confinamiento del concreto. Estos diagramas deberán representar el comportamiento a compresión del concreto hasta la falla. En el Apéndice A se presenta un modelo de caracterización del concreto que toma en cuenta estos requisitos
- b) El esfuerzo máximo en el diagrama $f_c - \epsilon_c$ en el primer ciclo de carga será la resistencia media \bar{f}_c (véase 2.2.6.5 y 16.7.2.1)
- c) Los esfuerzos de compresión y de tensión en el acero de refuerzo en la sección transversal del elemento pueden determinarse a partir de las deformaciones unitarias obtenidas con la hipótesis 3.6.1.a y con diagramas esfuerzo-deformación unitaria del acero $f_s - \epsilon_s$ que representen adecuadamente la resistencia y deformación unitaria de fluencia esperadas, así como el endurecimiento por deformación del acero. En el Apéndice A también se presentan curvas esfuerzo-deformación del acero que toman en cuenta estos requisitos
- d) Los diagramas $M-\phi$ obtenidos con las hipótesis anteriores pueden aproximarse con diagramas bilineales o trilineales. Se considerará como curvatura máxima que puede resistir el elemento la menor de las tres siguientes:
 - 1) La que corresponda en la rama descendente del diagrama a un momento de 80 por ciento del momento máximo alcanzado
 - 2) La que corresponda a la primera fractura del acero de refuerzo (longitudinal o transversal)
 - 3) La que corresponda al pandeo de las barras de refuerzo que trabajen a compresión.

3.3.7.7.6.2 El diagrama $M-\phi$ obtenido con las hipótesis anteriores permite obtener la curvatura, ϕ , correspondiente a cualquier valor del momento en las secciones transversales ubicadas en los extremos. Multiplicando la curvatura $\phi - \phi_y$, donde ϕ_y es la curvatura de fluencia, por una longitud de articulación plástica, se obtiene la rotación plástica del resorte para ese momento. De esta manera se podrá obtener un diagrama momento-rotación, $M-\theta$, de los resortes para usar en el análisis no lineal. Si no se dispone de datos experimentales, se aceptará usar longitudes de articulación plástica entre 0.5 y 0.75 veces el peralte del elemento estructural.

3.3.7.7.7 Modelación de articulaciones plásticas a partir de diagramas momento-rotación

3.3.7.7.7.1 En este método se idealizan los diagramas momento-rotación $M-\theta$ como se indica en la fig. 3.3.7.7.7.1 y se estiman los valores del momento de fluencia, M_y , del momento máximo, M_{max} y del momento de rotura, M_r , así como de las rotaciones permisibles entre estos momentos, θ_p y θ_{pc} , a partir de resultados analíticos y experimentales. En el Apéndice A se presentan recomendaciones avaladas por la experiencia que permiten calcular los momentos y rotaciones que definen esta relación momento-rotación. Los valores recomendados se deberán reducir para tomar en cuenta los fenómenos de falla de la adherencia y deformaciones de los nudos, así como la degradación por cargas cíclicas.

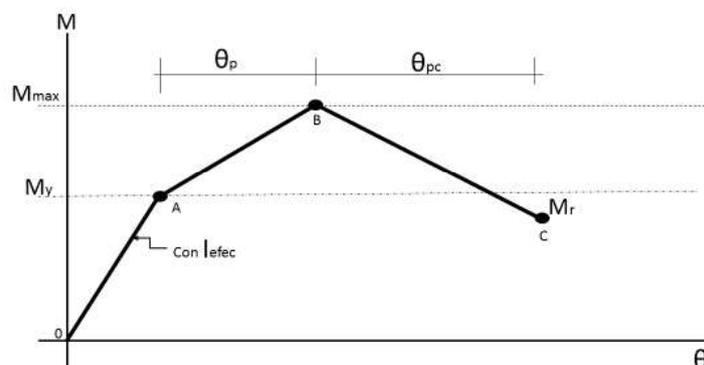


Figura 3.3.7.7.7.1 - Diagrama momento-rotación $M-\theta$ idealizado

3.3.7.8 Modelos de fibras

3.3.7.8.1 Se permitirá utilizar modelos de fibras en elementos que puedan desarrollar inelasticidad concentrada o que exhiben inelasticidad distribuida. Para el primer caso, será necesario definir una longitud de la articulación plástica; para el segundo, se requerirá la integración numérica que convierta deformaciones unitarias en rotaciones y, éstas, en desplazamientos.

3.3.7.8.2 En la modelación con fibras, se deberán considerar los siguientes aspectos a) a e):

- Longitud de la articulación plástica, si se refiere a inelasticidad concentrada
- Modelación uniaxial del acero de refuerzo mediante su curva esfuerzo-deformación unitaria que incluya el módulo de elasticidad, plataforma de fluencia y rama de endurecimiento por deformación. De preferencia, que incluya el efecto Bauschinger, endurecimiento cíclico, comportamiento esfuerzo-deslizamiento, pandeo y fractura de la barra, así como reducción del alargamiento por fatiga de bajo ciclaje
- Modelación uniaxial del concreto simple a compresión y tensión
- Modelación uniaxial del concreto confinado a compresión y tensión
- Modelación de deformaciones por cortante y deslizamiento de barras, si es necesario.

Comentario:

La no linealidad o inelasticidad del material puede verse afectada por múltiples factores, incluida la duración de las cargas, la contracción y el flujo plástico.

La validez de un análisis inelástico depende, entre varios factores, de que el modelo seleccionado sea consistente con lo observado en laboratorios en los puntos característicos del comportamiento estructural reportado. Los puntos característicos seleccionados dependen del propósito del análisis, las cargas aplicadas y los fenómenos de respuesta exhibidos por el componente, subconjunto o sistema estructural. En condiciones de servicio, los puntos característicos representan cargas y deformaciones menores que las correspondientes a la fluencia del acero de refuerzo. Para el caso de evaluación del estado límite de falla, los puntos característicos representan condiciones de esfuerzo menores que las correspondientes a la fluencia del acero refuerzo en zonas seleccionadas para tener un comportamiento elástico, así como los puntos correspondientes a la fluencia del refuerzo y el comienzo de la degradación de resistencia en zonas seleccionadas para exhibir comportamiento inelástico. Por lo general, en el análisis inelástico se emplean resistencias nominales de los materiales y valores medios de otras propiedades de los materiales y rigideces de los componentes. En el análisis dinámico no lineal (o de la historia de la respuesta en el tiempo), para verificar el diseño de estructuras de concreto ante sismo, se emplean las resistencias esperadas de los materiales y las rigideces esperadas de los componentes, como se especifica en el Apéndice A.

Los métodos de análisis inelástico para estructuras de concreto son, en general, del tipo denominado de plasticidad concentrada. En estos métodos los miembros estructurales, diseñados para que los daños que puedan ocurrir sean predominantemente por flexión, se modelan con una barra que en su parte central tiene un comportamiento elástico y en sus extremos tiene zonas de comportamiento inelástico llamadas articulaciones plásticas (fig. C3.3.7). La zona central puede considerarse de comportamiento lineal con una rigidez a flexión efectiva, cuyo momento de inercia efectivo se calcula con la ec. C3.3.7:

$$I_{efec} = I_g \left(-0.02 + 0.98 \left(\frac{P}{A_g f_c} \right) + 0.09 \left(\frac{L_s}{H} \right) \right) \quad (C 3.3.7)$$

donde $0.35I_g \leq I_{efec} \leq 0.8I_g$ y L_s es la longitud de la articulación plástica.

En la tabla 2.1.1 de la NTC-Sismo se especifica que para edificios de ciertas alturas ubicados en ciertas zonas de la Ciudad de México ha de realizarse un análisis inelástico independientemente del material de la estructura. Para llevar a cabo un análisis inelástico en estructuras de concreto reforzado es necesario determinar el comportamiento de los elementos estructurales más allá de la etapa en que empieza a fluir el acero de refuerzo. Esto puede hacerse mediante la obtención de diagramas momento-curvatura o momento-rotación, o bien de diagramas propuestos en la literatura e incorporados en los programas de análisis estructural. Además, es necesario hacer alguna hipótesis de cómo se distribuye la inelasticidad a lo largo de los elementos. Cuando existe interacción entre la flexión y el cortante, como en el caso de un muro, es conveniente modelar el elemento mediante criterios de plasticidad distribuida o usando el método de fibras. En las referencias NIST GCR 17-917-46 v1 y NIST GCR-17-917-46 v3 se pueden consultar guías para el análisis inelástico, en general, y para el análisis inelástico de marcos de concreto, en lo particular, respectivamente. En ACI PRC-369.1 se encuentran requisitos detallados para modelación inelástica de edificios existentes de concreto que pueden ser de utilidad. El procedimiento para obtener los diagramas momento-curvatura puede consultarse en Moehle (2015) (sección 6.6) o González y Robles (2004) (sección 5.6).

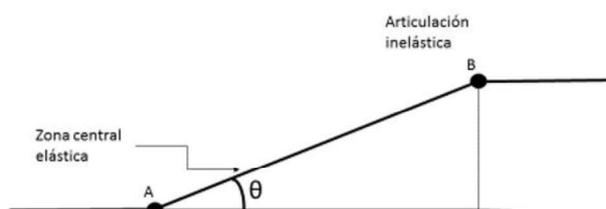


Figura C3.3.7 - Elemento con zonas inelásticas concentradas en sus extremos

Los procedimientos para el cálculo de los diagramas momento-rotación $M-\theta$ (o curvatura $M-\phi$) planteados en esta Norma tienen limitaciones como el hecho de que no permite considerar explícitamente fenómenos como el deslizamiento de las barras de acero por falla de la adherencia en la interfaz viga-columna, ni las deformaciones dentro del nudo, ni la formación de grietas en la intersección de vigas y columnas. Por lo tanto, ha de usarse de manera conservadora cuando las estructuras quedan sujetas a desplazamientos y giros grandes. También resulta necesario suponer una longitud de las articulaciones plásticas, parámetro que cambia mucho los resultados de la estimación del desplazamiento del elemento. Por esta razón, pueden usarse como alternativa diagramas momento-rotación, de preferencia obtenidos experimentalmente en modelos físicos de la estructura real. Cuando esto no sea posible, pueden usarse diagramas obtenidos en otros ensayos o publicados como resultados de investigaciones.

Algunas de las ventajas de usar modelos de fibras para el análisis de marcos de concreto reforzado son: a) proporcionan una representación con mayor certidumbre de las propiedades de la sección, incluida la geometría, las propiedades de los materiales (acero y concreto); b) permiten el posible uso de modelos constitutivos de materiales uniaxiales complejos, lo que permite un mayor nivel de precisión en la descripción de la respuesta de la sección; c) puede considerarse su uso tanto en modelos de plasticidad concentrada, como de plasticidad distribuida en el elemento.

El uso de modelos de componentes tipo fibra también tiene algunas limitaciones, entre ellas: a) Implican un mayor costo de cálculo para la determinación del estado de estudio a nivel de sección, que depende de la cantidad de fibras utilizadas por sección y la complejidad de los modelos de materiales uniaxiales empleados.; b) Supone que las secciones planas permanecen planas, lo que no es rigurosamente cierto, especialmente en grandes deformaciones; c) Por lo general, se supone que el comportamiento ante corte y torsión son elásticos, aunque puede resultar sencillo introducir resortes de corte no lineales desacoplados, es difícil modelar la interacción entre el corte y el comportamiento axial/flexión; d) A la fecha sigue siendo complicado representar el deslizamiento entre barras y concreto, por falla de adherencia.

3.3.8 Análisis por el método de los elementos finitos

3.3.8.1 Se permitirá el análisis por elementos finitos para determinar los efectos de carga sobre los elementos estructurales en lo individual, o sobre el sistema estructural completo.

3.3.8.2 El modelo de elementos finitos debe ser apropiado para el propósito previsto.

3.3.8.3 Para el análisis inelástico, no se permitirá aplicar el criterio de superposición de causas y efectos. Se deberá realizar un análisis separado para cada combinación de carga.

3.3.8.4 El Proyectista deberá confirmar que los resultados son apropiados para los fines del análisis, lo cual deberá ser con sustento experimental.

3.3.8.5 Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento usadas en el análisis deberán estar dentro de 10 por ciento de las dimensiones especificadas en el Proyecto Ejecutivo. De otro modo, se deberá repetir el análisis.

3.3.8.6 No se permitirá la redistribución de momentos calculados por un análisis inelástico de elementos finitos.

Comentario:

Los requisitos para analizar estructuras o elementos estructurales por el método de elementos finitos se introdujeron en esta Norma para reconocer explícitamente un método de análisis ampliamente utilizado. El Proyectista y el Corresponsable se han de asegurar que se utilice un modelo de análisis apropiado para el problema particular de interés. Esto incluye la selección del programa o herramienta de computadora, el tipo de elemento, la malla del modelo y otras suposiciones de modelado.

Los análisis por elementos finitos son generalmente utilizados para estudios detallados de distribución de esfuerzos en discontinuidades, conexiones, elementos de gran peralte y, en general, casos de comportamiento complejo. No se considera recomendable, por el momento, en casos donde los mecanismos de cortante y adherencia resulten determinantes.

Para una adecuada interpretación con elementos finitos es necesario contar con modelos que representen adecuadamente el comportamiento del agrietamiento y aplastamiento del concreto, el comportamiento de la adherencia entre concreto y las barras de refuerzo, el comportamiento a la fluencia de las barras de refuerzo en tensión y compresión; así como las características morfológicas de los elementos que representan esos comportamientos con la mayor pertinencia.

Hay disponible una gran variedad de programas de análisis de elementos finitos, incluidos aquellos que realizan análisis estáticos, dinámicos, elásticos e inelásticos. Los tipos de elementos utilizados han de ser capaces de determinar la respuesta requerida. Los modelos de elementos finitos pueden tener elementos viga-columna que modelen elementos estructurales, como vigas y columnas, junto con elementos de esfuerzos planos, elementos placa y elementos sólidos, que se utilizan para modelar las losas de piso, losas de cimentación, los diafragmas, muros y conexiones. El tamaño de malla del modelo seleccionado es fundamental para calcular el comportamiento estructural con suficiente detalle. Se permite el uso de cualquier conjunto de suposiciones razonables para la rigidez de los miembros.

Para un análisis de elementos finitos inelásticos, no se aplican las reglas de superposición lineal. Para determinar la respuesta inelástica última del elemento, por ejemplo, no es correcto analizar las cargas de servicio y luego combinar los resultados linealmente usando factores de carga. En estos casos se realiza un análisis inelástico separado para cada combinación de carga.

No es común aplicar el método de elementos finitos para el análisis de edificios ante sismos. La modelación de plasticidad concentrada y de fibras es suficiente para este propósito. El método de elementos finitos es más usual para analizar casos complejos de acciones, como el análisis ante explosiones. El método requiere estudios detallados de discontinuidades, uniones y conexiones, elementos peraltados, entre otros.

3.4 Análisis de losas que trabajan en dos direcciones

3.4.1 Método de análisis

3.4.1.1 Además de los métodos semiempíricos de análisis propuestos en 3.4.2 a 3.4.5 para distintos casos particulares, se aceptará utilizar cualquier otro método reconocido. Es admisible aplicar la teoría de líneas de fluencia, o cualquier otra teoría basada en el análisis al límite, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a deflexión, agrietamiento y vibraciones.

3.4.1.2 Si aparte de soportar cargas normales a su plano, la losa tiene que transmitir fuerzas contenidas en su plano a marcos, muros u otros elementos rigidizantes, dichas fuerzas deberán tomarse en cuenta en el diseño de la losa para que funcione como diafragma. El diseño de diafragmas en estructuras de ductilidad baja, media y alta se deberá realizar con 6.8, 7.8 y 8.10, respectivamente.

3.4.2 Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas

3.4.2.1 Los momentos flexionantes en losas perimetralmente apoyadas podrán ser calculados con los coeficientes de la tabla 3.4.2.1, si se satisfacen las limitaciones indicadas en a) a d):

- a) Los tableros son aproximadamente rectangulares
- b) La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero
- c) Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos
- d) La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos. Para valores intermedios de la relación, m , entre el claro corto, a_1 , y el claro largo, a_2 , se interpolará linealmente.

3.4.3 Distribución de momentos flexionantes entre tableros adyacentes

3.4.3.1 Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento de desequilibrio entre los dos tableros si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son. Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a d^3/a_1 , donde d es el peralte efectivo de la losa.

Tabla 3.4.2.1 - Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales^[1]

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I ^[2]	II ^[3]	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Negativo en bordes interiores	corto	998	1018	1160	1450	907	1096	736	894	607	742	503	619	418	519
		largo	516	544	550	630	517	620	492	604	466	577	436	543	418	519
	Positivo	corto	630	668	312	322	331	310	330	329	298	302	256	259	209	209
		largo	175	181	139	144	174	139	200	172	213	192	216	204	209	209
De borde Un lado corto discontinuo	Negativo en bordes interiores	corto	998	1 018	1 163	1 691	965	1 326	785	1 072	652	895	546	746	460	639
		largo	516	544	561	630	525	620	498	604	470	577	440	543	421	639
	Negativo en Positivo	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		corto	630	668	329	356	292	306	331	288	311	307	276	288	238	255
De borde Un lado largo discontinuo	Negativo en Bordes interiores	corto	1060	1143	1292	2597	981	1219	777	965	628	777	512	596	421	519
		largo	587	687	566	883	540	829	513	769	482	735	483	700	461	652
	Negativo en Bordes discontinuos Positivo	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
		largo	751	912	458	561	433	520	383	443	323	373	293	321	286	346
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Negativo en Bordes interiores	corto	1 060	1 143	1 382	1 899	1 046	1 410	830	1 119	675	785	557	759	465	652
		largo	600	713	580	875	545	829	516	769	484	704	486	700	465	652
	Negativo en Borde discontinuo Positivo	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	326	0	333	0	320	0	298	0	270	0	241	0	190	0
Extremo Tres bordes discontinuos un lado largo continuo	Negativo en borde continuo	corto	1 060	1 143	1 470	2 146	1 108	1 602	882	1 272	730	1 050	650	886	570	710
		largo	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0
	Negativo en bordes discontinuos Positivo	corto	220	0	361	0	337	0	310	0	280	0	220	0	220	0
		largo	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540
Extremo Tres bordes discontinuos un lado corto continuo	Negativo en borde continuo	corto	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520
		largo	570	710	570	1172	570	1122	570	1042	570	949	570	852	570	710
	Negativo en borde discontinuo Positivo	corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0
		largo	330	0	448	0	402	0	220	0	313	0	220	0	220	0
Aislado Cuatro lados discontinuos	Negativo en bordes discontinuos	corto	1 100	1 670	960	1 060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520
		largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540
	Positivo	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
		largo	330	0	446	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
		corto	1 100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

[1] Para las franjas de columna (véase 6.6.4.3.2 y 6.7.2.6.4.2), los coeficientes se multiplicarán por 0.60.

[2] Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

[3] Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} w a_1^2$, dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si w está en kN/m² (en kg/m²) y a_1 en m, el momento tiene unidades de kN-m/m (kg-m/m).

Para el Caso I, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas.

Para el Caso II, a_1 y a_2 se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

3.4.4 Cargas lineales

3.4.4.1 Los efectos de cargas lineales debidas a muros que se apoyan sobre una losa podrán tomarse en cuenta con cargas uniformemente repartidas equivalentes.

3.4.4.2 En particular, al dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a uno de sus lados, se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero y multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la tabla 3.4.4.2. La carga equivalente así obtenida se sumará a la propiamente uniforme que actúa en ese tablero.

Tabla 3.4.4.2 - Factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes

Relación de lados $m = a_1/a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

3.4.4.3 Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total no mayores que 0.5. Se interpolará linealmente entre los valores tabulados.

3.4.5 Cargas concentradas

3.4.5.1 Cuando un tablero de una losa perimetralmente apoyada deba soportar una carga concentrada, P , aplicada en la zona definida por la intersección de las franjas centrales, la suma de los momentos resistentes, por unidad de ancho, positivo y negativo, se multiplicará en cada dirección paralela a los bordes, en todo punto del tablero, por la cantidad calculada con la ec. 3.4.5.1:

$$\frac{P}{2\pi} \left(1 - \frac{2r}{3R_b} \right) \quad (3.4.5.1)$$

3.4.5.2 El criterio anterior también se aplicará a losas que trabajan en una dirección, con relación ancho a claro no menor que $\pi/2$, cuando la distancia de la carga a un borde libre, R_b , no es menor que la mitad del claro. No es necesario incrementar los momentos resistentes en un ancho de losa mayor que $1.5L_n$ centrado con respecto a la carga, donde L_n es el claro libre de la losa.

Comentario:

Si bien es común obtener los momentos en losas directamente de un modelo de análisis sistematizado, se ha mantenido como procedimiento válido la tabla 3.4.2.1 para cálculo de momentos en losas por el método de coeficientes como herramienta de diseño o bien de verificación rápida del análisis realizado con otras herramientas. Los valores de los coeficientes de la tabla 3.4.2.1 presentan diferencia en relación con los valores de la edición 2017 de la Norma. En esta ocasión se incluyeron valores resultado del estudio de Juárez et al (2016); ningún valor resulta menor que la edición 2017, aproximadamente el 50% de los valores fueron modificados, con incrementos que, en promedio, resultan del orden de 40%.

De acuerdo con la nueva organización de esta Norma, en 3.3 se incluye únicamente la determinación de las fuerzas internas (momentos flexionantes y fuerzas cortantes), en losas apoyadas en su perímetro. La resistencia a flexión de las losas se calcula de acuerdo con 5.2 y la resistencia a fuerza cortante en una y dos direcciones de conformidad con 5.5 y 5.6, respectivamente. En 6.6, 6.7, 7.6, 7.7 y 8.9 se encuentran disposiciones específicas para este tipo de losas para estructuras de ductilidad baja, media y alta.

3.5 Análisis de losas apoyada en columnas (losas planas)

3.5.1 Consideraciones generales

3.5.1.1 Las fuerzas internas podrán obtenerse dividiendo la estructura en marcos ortogonales y analizándolos con métodos reconocidos suponiendo comportamiento elástico. Cada marco estará formado por una fila de columnas y franjas de losa limitadas por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado.

3.5.1.2 Para calcular momentos de inercia de losas y columnas podrá usarse la sección de concreto no agrietada sin considerar el refuerzo. Se tendrá en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de vigas equivalentes en losas aligeradas y de columnas con capiteles o ábacos. También se tendrán en cuenta los efectos de vigas y aberturas.

3.5.1.3 Al analizar los marcos equivalentes por carga vertical, en cada dirección deberán usarse las cargas totales que actúan en las losas.

3.5.1.4 Se considerarán franjas de columnas y franjas centrales. Una franja de columna va a lo largo de un eje de columnas y su ancho a cada lado del eje es igual a la cuarta parte del claro menor, entre ejes, del tablero correspondiente. Una franja central es la limitada por dos franjas de columna.

3.5.2 *Análisis aproximado por carga vertical de losas apoyadas en columnas*

3.5.2.1 *Estructuras sin capiteles ni ábacos*

3.5.2.1.1 El análisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras que cumplan con los requisitos que siguen, formadas por losas planas y columnas sin capiteles ni ábacos, podrá efectuarse asignando a las columnas la mitad de sus rigideces angulares y usando el ancho completo de la losa para calcular su rigidez. Los requisitos que deberán satisfacerse se indican en a) a e):

- a) La estructura da lugar a marcos sensiblemente simétricos
- b) Todos los entrepisos tienen el mismo número de crujeas
- c) El mayor claro en toda la estructura no excede al menor en más de un quinto de este último, ya sea que el menor sea paralelo o perpendicular al mayor
- d) El espesor de la losa es aproximadamente igual a 5 por ciento del claro mayor del mayor tablero
- e) La carga viva por metro cuadrado es aproximadamente la misma en los distintos tableros de un piso.

3.5.2.2 *Estructuras con capiteles y ábacos*

3.5.2.2.1 El análisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras destinadas a resistir sismo por sí solas (es decir, sin la ayuda de muros ni contravientos) que cumplan con 3.5.2.2.2 y 3.5.2.2.3, formadas por losas planas y columnas con capiteles y ábacos, podrá efectuarse dividiendo la estructura en marcos planos ortogonales limitados por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado, y asignando a las columnas la totalidad del momento de inercia de la sección del fuste, y a las losas, su ancho completo.

3.5.2.2.2 Si se aplica el método de distribución de momentos, deberán calcularse las rigideces angulares y factores de transporte de los miembros suponiendo que en las columnas la rigidez a flexión es infinita desde el arranque del capitel hasta la superficie de arriba de la losa, y en las vigas equivalentes, desde el eje de columna hasta el borde del capitel. Si se usa un programa de análisis de computadora que tome en cuenta las dimensiones de los nudos, bastará asignar como dimensión vertical del nudo la distancia desde el arranque del capitel hasta la cara superior de la losa, y como dimensión horizontal a cada lado del eje de columna, la distancia entre dicho eje y el borde del capitel.

3.5.2.2.3 Deberán cumplirse los requisitos señalados en 3.5.2.1.1, de los cuales en d) se usará 3.5 por ciento en lugar de 5 por ciento. Además, se cumplirán los siguientes requisitos indicados en a) a e):

- a) La estructura no excede de cuatro niveles
- b) Si la estructura tiene tres o cuatro niveles, los momentos en las columnas de orilla del penúltimo entrepiso se incrementarán 25 por ciento sobre lo que suministre el análisis
- c) Las columnas, ábacos y capiteles son rectangulares, sin que la dimensión mayor exceda a la menor en más de 20 por ciento de ésta. Las columnas y capiteles pueden ser también circulares, con ábacos cuadrados
- d) Las columnas de orilla deben tener capiteles y ábacos completos, iguales a los interiores, y el borde de la losa debe coincidir con el del ábaco
- e) Las dimensiones de los ábacos deben cumplir con los requisitos que al respecto se establecen en 6.7.4.1.3.

3.5.3 *Análisis aproximado ante fuerzas laterales de losas apoyadas en columnas*

3.5.3.1 *Estructuras sin capiteles ni ábacos*

3.5.3.1.1 Al formar los marcos equivalentes, se admitirá que el ancho equivalente de las vigas b_e , centrado con respecto al eje de columnas, está dado por la ec. 3.5.3.1.1:

$$b_e = c_2 + 3t \quad (3.5.3.1.1)$$

3.5.3.2 Estructuras con capiteles y ábacos

3.5.3.2.1 El análisis ante fuerzas horizontales de estructuras que deban resistir sismo por sí solas (esto es, sin la ayuda de muros o contravientos), que cumplan con los requisitos de 3.5.3.2.2 y 3.5.3.2.3, formadas por losas planas y columnas con capiteles y ábacos, puede efectuarse dividiendo la estructura en marcos planos ortogonales equivalentes tributarios a los ejes de columnas. Las rigideces a flexión de las vigas equivalentes se calcularán con un ancho de losa, centrado con respecto al eje de columnas, calculado mediante:

$$b_e = 0.19b_t - 0.12c_{12} \quad (3.5.3.2.1)$$

3.5.3.2.2 En los análisis se supondrá que el momento de inercia de las vigas equivalentes es infinito desde el centro de la columna hasta el borde del capitel, y en las columnas desde la sección inferior del capitel hasta la superficie de arriba de la losa. Para esto, si se utiliza un programa que tome en cuenta las dimensiones de los nudos, bastará tomar como dimensión vertical del nudo la distancia desde el arranque del capitel hasta la cara superior de la losa y como dimensión horizontal a cada lado del eje de columna, la distancia entre dicho eje y el borde del capitel.

3.5.3.2.3 Se deberán cumplir los requisitos a), b), c) y e) de 3.5.2.1.1, y los requisitos de c), d) y e) de 3.5.2.2.3. Además, se cumplirán los requisitos indicados en a) y b) siguientes:

- a) La estructura no excede cinco niveles
- b) El espesor de la losa es aproximadamente igual a 3.5 por ciento del claro mayor del mayor tablero.

3.6 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión

3.6.1 La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las hipótesis indicadas en a) a e):

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana
- b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión
- d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003
- e) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f'_c igual a $0.85f'_c$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a β_1c , donde β_1 se calculará con la ec. 3.6.1.

$$\beta_1 = 0.85; \quad \text{si } f'_c \leq 30 \text{ MPa (300 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{140} \geq 0.65; \quad \text{si } f'_c > 30 \text{ MPa} \quad (3.6.1)$$

$$\left(\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \geq 0.65; \quad \text{si } f'_c > 300 \text{ kg/cm}^2 \right)$$

3.6.2 Diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario

3.6.2.1 Se deberá idealizar el diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo corrugado por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a E_s y una recta horizontal que pase por la ordenada correspondiente al esfuerzo especificado de fluencia del acero, f_y .

3.6.2.2 En aceros que no presenten fluencia bien definida, la recta horizontal pasará por el esfuerzo especificado de fluencia.

3.6.2.3 Se aceptará utilizar otras idealizaciones o modelos de comportamiento con valores sustentados experimentalmente, o bien la gráfica del acero empleado obtenida experimentalmente de acuerdo con NMX-B-172-CANACERO-2018.

3.6.2.4 Para acero de presfuerzo se deberán usar los diagramas esfuerzo-deformación unitaria del acero utilizado obtenidos experimentalmente de conformidad con NMX-B-172-CANACERO-2018.

Comentario:

En versiones anteriores a la versión 2004 de esta Norma se especificaba usar una resistencia nominal del concreto para fines de diseño $f_c^* = 0.8f_c'$, como una medida de la resistencia del concreto en la estructura, menor que la resistencia del concreto en los cilindros de ensayos a compresión. Una probabilidad de falla suficientemente pequeña se lograba aumentando las solicitaciones externas con un factor de carga, disminuyendo la resistencia nominal de los elementos estructurales con un factor de resistencia, y disminuyendo la resistencia a compresión del concreto al valor de f_c^* . Desde la versión 2004 de las Normas se ha suprimido el uso de f_c^* y se han revisado los factores de carga y de resistencia para conservar valores similares de la probabilidad de falla a los obtenidos con las versiones anteriores. Por esta razón, los valores de β_1 están en función de f_c' .

Las hipótesis de 3.6.1, aplicadas a un elemento de sección rectangular, permiten obtener las ecs. 5.2.2.1.1.a y 5.2.2.1.1.b para obtener su resistencia a flexión. Estas hipótesis se pueden aplicar también a elementos de sección circular, pero la zona sujeta a esfuerzos de compresión no será un prisma de base rectangular, sino uno de base en forma de segmento circular, para el cual la resultante ya no está a la mitad de la profundidad del eje neutro. Las hipótesis se pueden aplicar también a secciones de forma cualquiera dividiendo la zona de esfuerzos de compresión en prismas de base trapecial, que se puedan aproximar por prismas de base rectangular cuyo ancho sea igual al promedio de los anchos de la parte superior y de la parte inferior de cada franja trapezoidal (Hognestad, 1951 y González y Robles, 2004).

3.7 Diseño de elementos presforzados

3.7.1 En esta Norma se considerará al concreto presforzado como un caso específico del concreto reforzado. Para su diseño, se aplicarán los requisitos a) a f) siguientes:

- Para la clasificación del miembro presforzado, el cálculo de esfuerzos y la revisión de esfuerzos permisibles, tanto en estado de servicio como en transferencia, se deberá cumplir con lo señalado en el Capítulo 13
- Las pérdidas de presfuerzo se determinarán según el Capítulo 11
- Para la revisión de los estados límite de falla, se deberá cumplir con lo indicado en el Capítulo 5 para diseño por flexión, flexocompresión, cortante, torsión y aplastamiento
- Para el caso de losas postensadas, adicionalmente a lo requerido en los incisos a) a c), se satisfarán las especificaciones que al respecto se establecen en el Capítulo 6 y el Capítulo 11
- Para la construcción de elementos presforzados, se cumplirán las disposiciones aplicables del Capítulo 16
- Adicionalmente, se deberán cumplir los requisitos de este capítulo y de los capítulos 2 (materiales y sus propiedades), 4 (durabilidad y protección contra fuego), 10 (diseño de elementos usando el método de puntales y tensores), 14 (detallado del refuerzo) y 15 (concretos especiales) aplicables.

3.8 Factores de resistencia**3.8.1 Resistencia de diseño**

3.8.1.1 La resistencia de diseño se obtendrá multiplicando la resistencia nominal por el factor de resistencia F_R .

3.8.2 Factores de resistencia

3.8.2.1 Los valores de F_R serán los indicados en la tabla 3.8.2.1, con excepción de lo modificado en 3.8.2.3.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 3.8.2.1 – Valores del factor de resistencia F_R

Fuerza interna o elemento estructural		F_R	Excepciones
a)	Momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial	0.65 a 0.90 (véase 3.8.2.2)	En los elementos pretensados donde la longitud embebida del torón es menor que la longitud de desarrollo, véase 3.8.2.6.
b)	Cortante	0.75	Revisar requisitos adicionales en Capítulos 6, 7 y 8
c)	Torsión	0.75	—
d)	Cortante en dos direcciones en estructuras sujetas a acciones permanentes, variables y sismo	0.65	—
e)	Aplastamiento en el concreto	0.65	—
f)	Zonas de anclaje de postensado	0.85	—
g)	Ménsulas	0.75	—
h)	Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas con el método de puntales y tensores (Capítulo 10)	0.75	—
i)	Componentes de conexiones de elementos prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero sujetos a tensión	0.90	—
j)	Elementos de concreto simple	0.60	—
k)	Conectores post-instalados en concreto	0.45 a 0.75 según 14.10	—

3.8.2.2 El factor F_R para momento, fuerza axial, o combinación de momento con fuerza axial será el correspondiente de la tabla 3.8.2.2 y de la fig. 3.8.2.2.

Tabla 3.8.2.2 – Valores del factor de resistencia F_R para momento, fuerza axial, o momento con fuerza axial

Deformación unitaria neta de tensión ϵ_t	Clasificación	F_R			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Refuerzo helicoidal (zunchos) que cumple con 14.7.4		Otros	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controladas por compresión	0.75	a)	0.65	b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < \epsilon_{ty} + 0.003$	Transición	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	d)
$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$	Controlada por tensión	0.90	e)	0.90	f)

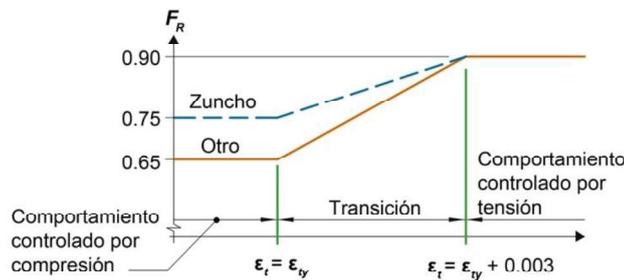


Figura 3.8.2.2 – Factor de resistencia F_R para momento, fuerza axial, o momento con fuerza axial en función de la deformación unitaria neta de tensión ϵ_t

3.8.2.3 En elementos no presforzados con secciones transversales asimétricas o con refuerzo asimétrico sometidos a flexocompresión, F_R calculado con la tabla 3.8.2.2 no deberá exceder el calculado por interpolación lineal entre el F_R que corresponde a secciones controladas por compresión para una carga axial igual a P_{bR} y 0.9 correspondiente a $0.1f'_c A_g$, donde P_{bR} es la fuerza axial resistente en el punto balanceado.

3.8.2.4 Para barras corrugadas, ϵ_{ty} se calculará como f_y/E_s . En caso de barras corrugadas Grado 42, se acepta que $\epsilon_{ty} = 0.002$.

3.8.2.5 Para acero de presfuerzo, $\epsilon_{ty} = 0.002$.

3.8.2.6 En secciones clasificadas en transición en la tabla 3.8.2.2, se acepta usar F_R correspondiente a secciones controladas por compresión.

3.8.2.7 En los elementos pretensados a flexión en los cuales la longitud embebida del torón es menor que la longitud de desarrollo, F_R para momento se calculará de la tabla 3.8.2.7. En ella, L_{tr} es la longitud de transferencia del tendón calculada con la ec. 3.8.2.7, F_{Rp} es el valor de F_R determinado a partir de la tabla 3.8.2.7 en la sección transversal más cercana al extremo del elemento en donde todos los torones se hayan desarrollado y L_d se obtiene de 14.4.8.

$$L_{tr} = \frac{f_{se}}{21} d_b \tag{3.8.2.7}$$

$$\left(L_{tr} = \frac{f_{se}}{210} d_b \right)$$

Tabla 3.8.2.7 – Factor de resistencia F_R para secciones cercanas a los extremos de elementos pretensados

Condición cerca del extremo del elemento	Esfuerzo en el concreto bajo cargas de servicio ^[1]	Distancia del extremo del elemento a la sección en consideración	F_R	
Todos los tendones son adheridos	-	$\leq L_{tr}$	0.75	(a)
		L_{tr} a L_d	Interpolación lineal entre 0.75 y F_{Rp} ^[2]	(b)
Uno o más tendones no adheridos	No hay tensión calculada	$\leq (L_{db} + L_{tr})$	0.75	(c)
		$(L_{db} + L_{tr})$ a $(L_{db} + L_d)$	Interpolación lineal entre 0.75 y F_{Rp} ^[2]	(d)
	Tensión calculada	$\leq (L_{db} + L_{tr})$	0.75	(e)
		$(L_{db} + L_{tr})$ a $(L_{db} + 2L_d)$	Interpolación lineal entre 0.75 y F_{Rp} ^[2]	(f)

^[1] Esfuerzo calculado a partir de las propiedades gruesas de la sección transversal en la fibra extrema del concreto en la zona a tensión precomprimida bajo cargas de servicio y después de haber considerado todas las pérdidas de presfuerzo.

^[2] Se permite usar un factor de resistencia de 0.75.

3.8.2.8 En marcos o muros de ductilidad alta o en muros prefabricados de ductilidad media designados para resistir las fuerzas inducidas por el sismo, el valor de F_R será el indicado en 3.8.2.8.1 a 3.8.2.8.4.

3.8.2.8.1 En cualquier elemento que resista fuerzas inducidas por el sismo, F_R para cortante será igual a 0.60 si la resistencia nominal a fuerza cortante del miembro es menor que la fuerza cortante asociada al desarrollo de la resistencia nominal a momento. La resistencia nominal a momento será el máximo valor calculado considerando las fuerzas axiales últimas (con factor de carga) proveniente de las combinaciones de carga que incluyan el efecto del sismo.

3.8.2.8.2 En diafragmas, F_R para fuerza cortante no será mayor que el menor de los valores de F_R para cortante usado en los componentes verticales del SERCGFL.

3.8.2.8.3 En elementos de cimentación que sirven de apoyo a los elementos del SERCGFL, F_R para fuerza cortante no será mayor que el menor de los valores de F_R para cortante usado en los componentes verticales del SERCGFL.

3.8.2.8.4 En uniones viga-columna de marcos de ductilidad alta y en vigas de acoplamiento reforzadas con barras en diagonal, F_R será igual a 0.85.

Comentario:

Los factores de resistencia F_R consideran: a) la probabilidad de que los elementos exhiban una menor resistencia debido a la variación en las resistencias de los materiales y en las dimensiones de los elementos; b) la inexactitud de las ecuaciones de diseño; c) la ductilidad disponible y la confiabilidad del elemento ante las acciones consideradas; y d) la importancia del elemento en la estructura. La última consideración implica reconocer que una columna o muro son más importantes para la estabilidad vertical que una viga o una losa.

El mayor valor de F_R se asigna a elementos cuya falla está controlada por flexión (véase tabla 3.8.2.1). En zonas de anclaje de postensado, el valor de F_R refleja la amplia variación de resultados experimentales obtenidos en pruebas con el objetivo de medir la resistencia. La resistencia efectiva de concreto sin confinar en la zona general de un anclaje postensado quedaría limitada a $0.85 \times 0.7\lambda f_{ci}' = 0.6\lambda f_{ci}'$, donde el límite $0.7\lambda f_{ci}'$ se establece en 14.9.4.5.2. En el caso de ménsulas, cuya falla esté gobernada por fuerza cortante, se usa el mismo valor de F_R que para cortante. En el caso de elementos de concreto simple, puesto que los modos de falla dependen de la resistencia a la tensión del concreto, se usa el mismo valor de F_R para todos ellos.

En la versión 2023 de esta Norma se incluyeron, en el cuerpo principal, los requisitos para calcular factores de resistencia F_R para elementos sujetos a flexocompresión, localizados en el Apéndice A de la versión 2017. Este procedimiento permite una transición gradual en el valor de los factores entre secciones en las que el acero de tensión fluye ampliamente antes del aplastamiento del concreto y aquellas en las que se aplasta el concreto antes de que fluya el acero (fig. 3.8.2.2). La resistencia nominal de un elemento a flexocompresión se calcula para la condición cuando la deformación unitaria en el extremo a compresión del concreto alcance el límite de 0.003. En el cálculo, se determina el valor de la deformación unitaria neta a tensión ϵ_t , la cual es la deformación unitaria a tensión calculada en el acero de refuerzo más cercano a la cara en tensión (fig. C3.8.1), excluyendo deformaciones debidas a presfuerzo, flujo plástico, contracción por fraguado y temperatura. La deformación unitaria neta a tensión se calcula a partir de una distribución lineal de deformaciones cuando se alcanza la resistencia nominal.

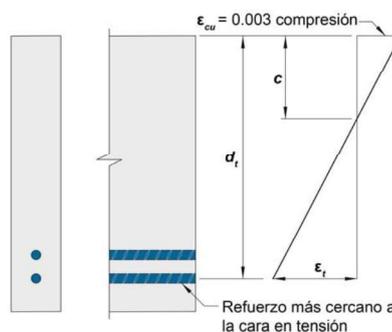


Figura C3.8.1 – Perfil de deformaciones unitarias y deformación unitaria neta a tensión en una sección de concreto reforzado (adaptada de ACI CODE-318-19)

El factor F_R calculado con la tabla 3.8.2.1 puede aumentar a una tasa alta en la región de transición para miembros no presforzados con secciones transversales asimétricas o con una distribución asimétrica del refuerzo. Como resultado, P_R determinado en las regiones controladas por tensión o de transición pueden exceder el valor de P_R calculado para la región controlada por compresión. Los requisitos de 3.8.2.7 tienen la intención de corregir este problema. Si P_R es menor que $0.1f'_c A_g$, no se aplica 3.8.2.7 y F_R se determina de la tabla 3.8.2.2. Para algunas secciones, esta corrección puede conducir a menores resistencias y cargas axiales que las calculadas con versiones anteriores de la Norma.

Si la sección crítica a lo largo de un elemento pretensado ocurre en una región en donde no todos los tendones han desarrollado totalmente su esfuerzo, es factible que ocurra deslizamiento por falla de adherencia. Este modo de falla es frágil y es parecido a uno por cortante. Es por ello que el valor especificado de F_R disminuye respecto al valor para flexión cuando todos los torones han desarrollado su esfuerzo. Se acepta interpolar para la obtención de F_R entre el término de la longitud de transferencia y la longitud de desarrollo. En este caso, F_{Rp} se refiere al valor del factor de resistencia en la sección transversal más cercana al extremo del elemento donde todos los tendones han desarrollado su esfuerzo (fig. C3.8.2.a). Como método alternativo a la determinación del número de torones adheridos o no cerca del extremo, se acepta tomar $F_R=0.75$ en donde termina la longitud de transferencia y con ese valor interpolar linealmente para determinar el factor de resistencia (fig. C3.8.2.b). Es conservador considerar $F_R=0.75$ a lo largo de la región entre el término de la longitud de transferencia y el término de la longitud de desarrollo.

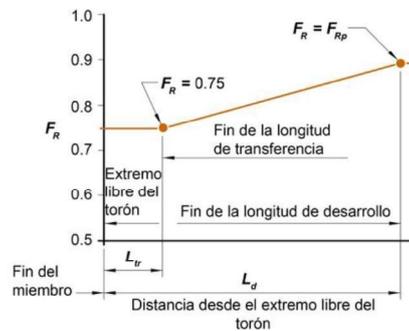
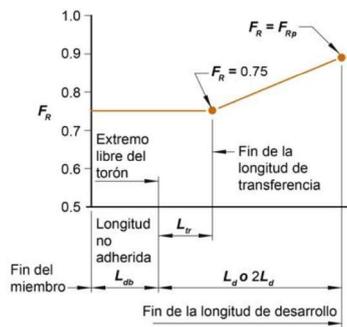


Figura C3.8.2.a – Factor de resistencia F_{Rp} para secciones pretensadas desde el extremo libre del torón en el caso de torones completamente adheridos (adaptada de ACI CODE-318-19)



Nota: La ubicación del final de la longitud de desarrollo depende de los esfuerzos calculados en la fibra de concreto extrema en la zona precomprimida a tensión bajo cargas de servicio.

Figura C3.8.2.b – Factor de resistencia F_{Rp} para secciones pretensadas desde el extremo libre del torón en el caso de torones no adheridos (adaptada de ACI CODE-318-19)

Las excepciones en los valores de F_R en 3.8.2.7 se refieren a elementos cuya resistencia nominal a cortante es menor que la fuerza cortante asociada a la resistencia nominal de flexión para la combinación de cargas determinadas. Se trata de usar valores menores de F_R en aquellos miembros controlados por fuerza cortante. En el caso de diafragmas y sus conexiones (véase 3.8.2.8.2), con el valor de F_R se pretende incrementar su resistencia, en especial en estructuras a base de muros que tienden a tener una sobrerresistencia elevada. El factor

F_R para diseño de elementos de cimentación (3.8.2.8.3) es similar al de muros controlados por corte y que serán apoyados en la cimentación, de modo de proveer una confiabilidad por corte consistente entre muros y cimentación.

3.9 Dimensiones de diseño

3.9.1 Para calcular resistencias, se harán reducciones de 20 mm en las dimensiones indicadas en a) a e):

- a) Espesor de muros
- b) Diámetro de columnas circulares
- c) Ambas dimensiones transversales de columnas rectangulares
- d) Peralte efectivo correspondiente al refuerzo de lecho superior de elementos horizontales o inclinados, incluyendo cascarones y arcos
- e) Ancho de vigas y arcos.

3.9.2 Estas reducciones no son necesarias en dimensiones mayores de 200 mm, ni en elementos donde se tomen precauciones que garanticen que las dimensiones resistentes no serán menores que las de cálculo y que dichas precauciones se consignent en los planos estructurales.

3.10 Revestimientos

3.10.1 Los revestimientos no se tomarán en cuenta como parte de la sección resistente de ningún elemento, a menos que se suministre una liga con él, la cual esté diseñada para transmitir todos los esfuerzos que puedan presentarse y que dichos revestimientos no estén expuestos a desgaste o deterioro.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

4. DURABILIDAD Y PROTECCIÓN CONTRA FUEGO

4.1 Requisitos básicos

4.1.1 La durabilidad deberá ser tomada en cuenta en el diseño, mediante la determinación de la clasificación de exposición de acuerdo con 4.3 y, para esa clasificación, deberá cumplir con los requisitos a) a h) siguientes:

- a) Requisitos del material cementante (véase 4.2)
- b) Calidad y curado del concreto para distintas exposiciones (véanse 4.4 a 4.6)
- c) Concretos expuestos a sulfatos (véase 4.7)
- d) Resistencia a la abrasión (véase 4.8)
- e) Restricciones en los contenidos químicos (véanse 4.9 y 4.10)
- f) Precauciones en la reacción álcali-agregado (véase 4.11)
- g) Consideraciones sobre baja permeabilidad al agua (véase 4.12)
- h) Recubrimientos (véanse 4.13 y 4.14).

En 4.15 se establecen los requisitos para las dimensiones y recubrimientos mínimos de los elementos estructurales para protegerlos contra fuego.

4.1.1.1 Las mezclas de concreto deberán caracterizarse tanto en sus propiedades en estado fresco como en estado endurecido, para cumplimiento con las resistencias mecánicas y las condiciones de durabilidad, ya que es posible que las técnicas de construcción deban adecuarse para su correcta utilización.

Comentario:

El concreto durable tiene la capacidad de mantener su capacidad de servicio en las condiciones ambientales a las que se encuentre expuesto a través de su vida útil, siempre y cuando sea debidamente diseñado, proporcionado, evaluado, transportado, colocado, acabado, curado, protegido, supervisado y mantenido.

La durabilidad involucra un gran número de factores interrelacionados, tales como:

- a) Atención a los detalles de diseño, incluyendo planos del refuerzo y provisiones para el escurrimiento de agua en las superficies expuestas y al ataque químico al que puede estar expuesto el concreto, ya sea por contacto con el terreno o con sustancias corrosivas o nocivas para el concreto*
- b) Especificaciones del concreto durable claras, detalladas y completas*
- c) Diseño de mezcla con desempeño verificado mediante ensayos estandarizados de laboratorio*
- d) Prácticas constructivas correctas, incluyendo la fijación adecuada del refuerzo, la colocación, compactación y curado del concreto, entre otras.*

4.2 Requisitos del material cementante

4.2.1 Los requisitos que se prescriben en 4.4, 4.5, 4.6, 4.7 y 4.12 suponen el empleo de concreto con cemento portland ordinario (CPO). De acuerdo con las condiciones a las que se encuentre sujeta la estructura, deberá utilizarse el tipo de cemento aplicable al caso según la norma NMX-C-414-ONNCCE-2017.

4.2.2 Se aceptará la combinación de cemento y materiales cementantes suplementarios para proporcionar características de durabilidad iguales o superiores a las obtenidas con CPO. Los materiales cementantes suplementarios que se permiten son caliza molida, ceniza volante pulverizada, puzolanas naturales o calcinadas, humo de sílice y escoria granulada de alto horno, de conformidad con NMX-C-146-ONNCCE-2000 y NMX-C-179-ONNCCE-2013. El uso de estos materiales en el concreto deberá ser evaluado de acuerdo con NMX-C-569-ONNCCE-2020 en los aspectos de suministro, colocación, curado del concreto, resistencia mecánica y desempeño de durabilidad.

4.2.3 Las evaluaciones de durabilidad requieren normalmente varios meses antes de que se puedan conocer los resultados finales de desempeño del concreto con todos sus componentes. Por ello, será necesario anticipar dichas evaluaciones para el proyecto. En caso de no contar con resultados anticipados, se aceptará considerar el desempeño del concreto durable utilizado en proyectos similares que cuenten con la justificación técnica requerida, bajo la aceptación del Proyectista, el Director y, en su caso, del Corresponsable.

4.3 Clasificación de exposición

4.3.1 La clasificación de la exposición para una superficie de un miembro se deberá determinar a partir de la tabla 4.3.1. Para determinar la calidad del concreto requerida de acuerdo con 4.4 a 4.14, la clasificación de exposición para el miembro será la que corresponda a la superficie que tenga la condición de exposición más desfavorable.

Tabla 4.3.1 - Clasificación de exposición

Superficies y ambiente de exposición	Clasificación de exposición	Véase requerimientos en tabla
a) Superficie de miembros en contacto con el terreno: 1) Protegida por una membrana impermeable 2) En suelos no agresivos 3) En suelos agresivos ^[1]	A1 A2 D	4.7.1
b) Superficies de miembros en ambientes interiores: 1) Encerrado totalmente dentro de un edificio, excepto por breve periodo de exposición al ambiente durante la construcción ^[2] 2) En edificios o sus partes donde los miembros pueden estar sujetos a humedecimiento y secado repetido ^[2]	A1 B1	
c) Superficies de miembros no en contacto con el terreno y expuestos a ambientes exteriores ^[3] que son: 1) No agresivos 2) Ligeramente agresivos 3) Agresivos	A2 B1 B2	
d) Superficies de miembros en agua ^[4] : 1) En contacto con agua dulce (dura) En agua dulce a presión (dura) En agua dulce corriente (dura) 2) En contacto con agua dulce (suave) En agua dulce a presión (suave) En agua dulce corriente (suave) 3) En agua con más de 20 000 ppm de cloruros: - Sumergida permanentemente - En zonas con humedecimiento y secado	B1 B2 B2 B2 D D B2 C	4.9.1.2
e) Superficies de miembros en otros ambientes: En cualquier ambiente de exposición no descritos en los incisos de a) a d)	D	

^[1] Se deben considerar agresivos los suelos permeables con pH < 4 o con agua freática que contiene más de un gramo (1 g) de iones de sulfato por litro. Suelos ricos en sales con pH entre 4 y 5 deberán considerarse como clasificación de exposición C.

^[2] Cuando se emplee en aplicaciones industriales, se deben considerar los efectos sobre el concreto de los procesos de manufactura que allí se realicen; en tales casos se puede requerir una reclasificación de la exposición a D.

^[3] La frontera entre los diferentes ambientes exteriores depende de muchos factores, los cuales incluyen distancia desde la fuente agresiva, vientos dominantes y sus intensidades. Estos factores se deberán tomar en cuenta para definir el nivel de exposición.

^[4] Para establecer las características de dureza del agua se deberá analizarla de acuerdo con NMX-C-283-ONNCCE-2018.

4.3.2 Para determinar los requisitos de recubrimiento para protección del refuerzo contra la corrosión, de acuerdo con 4.13 y 4.14, la clasificación de la exposición se deberá tomar como la que corresponda a la superficie a partir de la cual se mide el recubrimiento.

Comentario:

La clasificación de la tabla 4.3.1 se enfoca a las condiciones que conducen al deterioro de la estructura y se puede resumir como sigue:

a) Clasificación de exposición A1 y A2 – ambientes relativamente benignos, tales como en el interior de la mayor parte de los edificios, o en sitios con ambientes similares a los que tienen poblados alejados de las costas o de otras fuentes agresivas, donde la recomendación de un recubrimiento adecuado dará como resultado un desempeño satisfactorio

b) Clasificación de exposición B1 - ambientes moderadamente agresivos, tales como los sitios con ambientes similares a los que existen en las zonas cercanas a las costas y prevalecen los vientos provenientes de la zona agresiva, para los cuales una protección satisfactoria puede ser proporcionada por una combinación de una calidad mejorada del concreto y recubrimiento adecuado. También aplica para estructuras que estén expuestas a periodos de humedecimiento y secado, por lo cual se debe requerir baja permeabilidad en el concreto

c) Clasificación de exposición B2 - ambientes agresivos, tales como los que existen en sitios ubicados entre 100 y 500 m de la costa, o bien alta contaminación ambiental como zonas urbanas e industriales

d) Clasificación de exposición C - el ambiente más agresivo (cloruros, sulfatos, álcalis, etc.) para el cual se dan recomendaciones específicas sobre la calidad del concreto y los requisitos de recubrimiento

e) Clasificación de exposición D - ambientes para los cuales la Norma no da recomendaciones específicas. El Proyectista ha de determinar, considerando las condiciones locales del sitio de la estructura, la clasificación de exposición apropiada que puede ser más severa que la clasificación de exposición C o más benigna que la clasificación de exposición A1. Para esta clasificación, el diseñador tiene que cuantificar la severidad de la exposición de acuerdo con los lineamientos antes expuestos y seleccionar los métodos de protección apropiados para la exposición. La clasificación D también aplica cuando la vida de diseño es mayor que 50 años. En tal caso, deben tomarse en cuenta consideraciones específicas de los materiales, prácticas constructivas, ambientes, desempeño requerido, etc.

Se sabe que la emisión de ciertos contaminantes industriales incrementa el riesgo de degradación del concreto o de corrosión del refuerzo. Es imposible definir dentro de esta Norma y estos comentarios todos los procesos industriales. El Proyectista ha de considerar el proceso industrial en particular para determinar cuándo una clasificación industrial B1 debe subirse a clasificación D que requiere aplicar condiciones especiales. Las plantas industriales que queman combustibles que contienen azufre, o que emiten gases ácidos, pueden considerarse como de riesgo severo y sujetas a la clasificación D de alta exigencia de durabilidad. Un límite de 3 km representa una estimación razonable, pero se ha de usar el juicio ingenieril, dependiendo del concreto, de la naturaleza y magnitud de los contaminantes industriales y de la dirección de los vientos. Las estructuras localizadas en áreas con actividad geotérmica se consideran con clasificación de exposición industrial.

Los procesos biológicos en la superficie del concreto pueden originar deterioro mecánico y químico. Esto puede exacerbarse por condiciones de humedad y alta temperatura, tales como las superficies de los sistemas de drenaje y plantas de tratamiento de aguas residuales.

No obstante que los recubrimientos y resistencias del concreto especificadas proporcionan una solución al desempeño requerido, el uso de cementantes, como el humo de sílice, la escoria de alto horno y la ceniza volante pueden mejorar el desempeño del CPO, dando como resultado una mejora en el desempeño mecánico y de durabilidad del concreto.

A continuación, se mencionan algunos casos con sus clasificaciones correspondientes:

a) El contacto con líquidos resulta difícil de clasificar en forma apropiada. Las aguas puras pueden causar lixiviados significativos de los componentes del concreto parcialmente solubles, también la exposición repetida a la condensación

b) El agua corriente y los ciclos de humedecimiento y secado, frecuentes en estructuras de contención de agua, pueden originar también degradación física y química. Estos problemas son adicionales a aquellos asociados con la corrosión del refuerzo. La Norma propone un intervalo de clasificación con base principalmente en la experiencia, la cual depende del tipo de estructura

c) La exposición más moderada que corresponde a estructuras sumergidas en agua salina se clasifica como B2. A pesar de los altos contenidos de sulfatos y cloruros en las aguas salinas, un nivel extra de protección se proporciona por la formación de una capa superficial impermeable de carbonatos, y la pérdida del oxígeno disuelto, especialmente en los estratos profundos. Las estructuras sujetas ocasionalmente al contacto directo con aguas salinas, podrían ser clasificadas por el diseñador como B2 o C, la que resulte más apropiada

d) La Norma destacan las aguas subterráneas que contienen sulfatos, o sulfuros que se pueden oxidar a sulfatos, los cuales pueden atacar al concreto de una manera rápida y destructiva. El agua subterránea que contiene altos niveles de cloruros o materia orgánica también pueden ser destructivos. Concretos de alta calidad pueden proporcionar alguna protección, pero para aguas subterráneas que contienen más de 1 gramo de sulfato por litro de agua subterránea, necesita de cementos especiales y otros métodos de protección

e) En situaciones de agua potable, se puede usar el Índice Langelier para determinar la suavidad del agua. Este índice es una evaluación que se usa en la ingeniería del agua y considera la naturaleza corrosiva del agua mediante el examen de su pH en relación con la presencia de calcio y otros sólidos disueltos. La naturaleza agresiva del agua se incrementa a medida que el índice se mueve de cero a valores negativos. Un valor de -1.5 puede ser visto como significativamente agresivo al contacto. Para aguas no potables, se requiere hacer evaluaciones especiales, como la pertinencia de aplicar el índice Langelier ($\text{índice Langelier} = \text{pH} + \text{factor de temperatura} + \text{dureza de calcio} + \text{alcalinidad total} - 12.1$)

f) La protección proporcionada por una membrana impermeable bajo la losa construida sobre la superficie del terreno, proporcionará un ambiente equivalente a la clasificación A1. Por razones prácticas, solamente una calidad de concreto se usará en cualquier miembro; la calidad está determinada por la clasificación de exposición más severa para cualquiera de sus superficies. Pueden tomarse en cuenta los recubrimientos superficiales de protección

en el establecimiento de la clasificación de la exposición. Sin embargo, se recomienda tener cuidado cuando se establezca la capacidad de un recubrimiento superficial para proteger la superficie y mantenerlo durante el ciclo de vida de la estructura. La selección de un recubrimiento apropiado queda fuera del alcance de esta Norma, pero el Proyectista ha de estar consciente de que un recubrimiento inadecuado y con mantenimiento pobre puede conducir a una degradación más rápida

g) El concreto puede ser atacado cuando se expone a un ambiente químico, particularmente aquellos que contienen ácidos. En estos casos, se puede requerir incrementar la calidad del concreto o usar revestimientos protectores

h) Una velocidad de corrosión de acero expuesto de 150 g/m² año se usó para delimitar la frontera entre las zonas A2 y B1. La velocidad de corrosión característica para la zona B2 fue de 180 g/m² año. Estas cifras están basadas en los estudios generales de corrosión desarrollados por BRANZ (1984, 1991 y 1992). Ha de notarse que el acero expuesto se usa para determinar solamente el riesgo de corrosión. Estos valores de corrosión no tienen una relación directa para calcular la velocidad de corrosión del acero de refuerzo protegido dentro de un miembro de concreto

i) La clasificación del nivel de exposición del concreto de cimentaciones y estructuras subterráneas depende de la agresividad de las sustancias del suelo y del agua.

4.4 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición A1 y A2

4.4.1 Miembros sujetos a clasificaciones de exposición A1 o A2 deberán ser curados con agua en forma efectiva y continua bajo temperatura y presión del ambiente por al menos tres días a partir del colado.

4.4.1.1 El concreto en los miembros tendrá un f_c' no menor que 25 MPa (250 kg/cm²), con excepción del concreto Clase 2 (véase 2.2.3.1 para establecer los límites de aplicación estructural).

4.5 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición B1, B2 y C

4.5.1 Miembros sujetos a clasificaciones de exposición B1, B2 o C deberán ser curados con agua en forma uniforme y continua bajo condiciones de temperatura y presión del ambiente, por al menos siete días a partir del colado.

4.5.2 El concreto en el miembro tendrá un f_c' no menor que:

- 25 MPa (250 kg/cm²) para clasificación B1
- 30 MPa (300 kg/cm²) para clasificación B2
- 50 MPa (500 kg/cm²) para clasificación C.

4.5.3 Adicionalmente, en los concretos para la clasificación C se deberá emplear un contenido de CPO no menor que 3 500 N/m³ (350 kg/m³) y una relación a/mc que no exceda 0.40.

4.5.4 La tabla 4.5.4 indica los contenidos de cemento mínimos y las relaciones a/mc mínimas que deberán utilizarse en las clasificaciones de exposición B1, B2 y C.

Tabla 4.5.4 - Relación a/mc y contenidos de cemento mínimos

Clasificación de exposición	Relación a/mc	Contenido de cemento mínimo (kg/m ³)
B1	0.50	270
B2	0.40 – 0.45	320
C	< 0.40	350

4.5.5 Los concretos durables deberán incluir en su composición aditivos reductores de agua y en los casos en que se requiera, incluir aditivos superfluidificantes. Los aditivos deberán cumplir con NMX-C-255-ONNCCE-2013.

Comentario:

La observancia de estos parámetros, junto con proporcionar al concreto una consistencia adecuada para la colocación y compactación, requiere el empleo de aditivos químicos (reductores de agua, superplastificantes, modificadores de viscosidad, retardantes de fraguado y estabilizadores de cemento, principalmente).

Es pertinente hacer notar que el hecho de especificar la resistencia a compresión como un factor de la durabilidad está relacionado principalmente con las medidas de control de la práctica adoptada por la industria del concreto premezclado dentro de sus programas de aseguramiento de la calidad para cumplir con la norma NMX-C-155-ONNCCE-2014. Sin embargo, la durabilidad del concreto está relacionada con la reducción de los conductos

capilares y su interconexión, lo cual está gobernado principalmente por la relación a/mc , la composición del material cementante y el periodo de curado subsecuente.

Donde los agregados locales no permiten alcanzar las resistencias a compresión, es necesario adoptar métodos alternativos para asegurar que las relaciones a/mc se mantengan dentro de ciertos límites, de acuerdo con la categoría de la exposición. Los límites que se sugieren se establecen en la tabla 4.5.4.

En durabilidad, es importante destacar la importancia de la reducción de agua a través del uso de aditivos, en lugar de aumentar los consumos de material cementante.

4.6 Requisitos para concretos con clasificación de exposición D

4.6.1 El concreto en los miembros sujetos a una clasificación de exposición D se especificará para asegurar su durabilidad bajo la exposición ambiente particular que se tenga y para la vida útil de diseño escogida.

4.6.2 Los concretos deberán curarse de manera continua preferentemente con agua. El tiempo de curado, cuando la agresividad del ambiente es alta, deberá ser de más de 7 días.

Comentario:

Para casos más severos que C, las principales acciones para los concretos de CPO son el empleo de los superfluidificantes, de los minerales finos (p.e. humo de sílice), aditivos reductores de la permeabilidad para soportar condiciones de presión hidrostática y mayores consumos de cemento. Las relaciones a/mc se reducen a la región de 0.30. Los cementos mezclados que cumplen con NMX-C-414-ONNCCE-2017 y los cementantes alternativos (véase Capítulo 15) pueden proporcionar mejores opciones para asegurar una durabilidad adecuada, siempre y cuando su desempeño sea comprobado a través de los ensayos requeridos para cada caso. Dentro de las opciones comunes de los materiales cementantes suplementarios, se encuentran la escoria granulada de alto horno, la ceniza volante y puzolana natural.

La evaluación de los cementos mezclados o alternativos en la mezcla de concreto requiere un tiempo de estudio significativo, si no se tienen resultados de ensaye disponibles.

En algunas de las condiciones especiales que pueden surgir en esta categoría, el empleo de revestimientos especiales resistentes a los químicos colocados sobre el concreto estructural, puede proporcionar una solución favorable, siempre y cuando el concreto base sea diseñado por durabilidad.

4.7 Requisitos para concretos expuestos a sulfatos

4.7.1 En la tabla 4.7.1 se presentan los requisitos que deberán cumplir los concretos expuestos a soluciones que contengan sulfatos.

Tabla 4.7.1 - Requisitos para concretos expuestos a soluciones que contengan sulfatos

Exposición a sulfatos	Sulfatos solubles en agua (SO ₄) presentes en suelos, porcentaje por peso	Sulfatos (SO ₄) en agua, ppm	Tipos de cemento ^[1]	Máxima relación agua/material cementante, por peso, concretos con agregados de peso normal ^[2]	f' _c mínima, concreto con agregado de peso normal y ligero, MPa (kg/cm ²)
Despreciable	0.00 ≤ SO ₄ < 0.10	0 ≤ SO ₄ < 150	—	—	—
Moderada ^[3]	0.10 ≤ SO ₄ < 0.20	150 ≤ SO ₄ < 1 500	CPP, CPEG, CPC	0.50	30 (300)
Severa	0.20 ≤ SO ₄ ≤ 2.00	1 500 ≤ SO ₄ < 10 000	RS	0.45	35 (350)
Muy severa	SO ₄ > 2.00	SO ₄ > 10 000	RS más puzolana ^[4]	0.40	35 (350)

^[1] CPP cemento portland puzolánico (clinker de cemento portland con C₃A < 8 por ciento)

CPEG cemento portland con escoria granulada de alto horno (clinker de cemento portland con C₃A < 8 por ciento)

CPC cemento portland compuesto (clinker de cemento portland con C₃A < 8 por ciento)

RS cemento portland resistente a los sulfatos (C₃A < 5 por ciento).

^[2] Se puede requerir relaciones agua/material cementante más bajas o resistencias más altas para reducción de la permeabilidad o para protección del acero contra la corrosión.

^[3] Correspondería a agua de mar.

^[4] Puzolana que haya mostrado mediante ensaye o experiencias previas que mejora la resistencia a los sulfatos cuando se emplea en concreto fabricado con cemento portland resistente a los sulfatos.

4.8 Requisitos adicionales para resistencia a la abrasión

4.8.1 En adición a los otros requisitos de durabilidad de este Capítulo, la superficie del concreto para miembros sujetos a abrasión proveniente del tránsito deberá tener un f_c' no menor que el valor aplicable dado en la tabla 4.8.1.

Tabla 4.8.1 - Requisitos de resistencia a compresión para abrasión ^[1]

Miembro y/o tipo de tránsito	f_c' , MPa (kg/cm ²) ^[2]
Pisos comerciales e industriales sujetos a:	
Tránsito vehicular	25 (250)
Pavimentos o pisos sujetos a:	
a) Tránsito de poca frecuencia con llantas neumáticas (vehículos de hasta 30 kN [3 t])	25 (250)
b) Tránsito con frecuencia media con llantas neumáticas (vehículos de más de 30 kN [3 t])	30 (300)
c) Tránsito con llantas no neumáticas	40 (400)
d) Tránsito con llantas de acero	No menor que 40 (400)

^[1] En forma alternativa, se pueden usar tratamientos superficiales para incrementar la resistencia a la abrasión.

^[2] f_c' se refiere a la resistencia del concreto empleado en la zona de desgaste.

4.8.2 En superficies expuestas a tránsito intenso, no se tomará como parte de la sección resistente el espesor que pueda desgastarse. A éste se asignará una dimensión no menor de 15 mm, salvo que la superficie expuesta se endurezca con algún tratamiento.

4.8.3 Se deberá verificar la resistencia a la abrasión bajo la norma ASTM C779-19 o la norma ASTM C944-19.

Comentario:

La abrasión de pisos industriales es una causa común de falla. La resistencia a compresión se seleccionó como el parámetro más importante fácilmente especificable, pero también se han de considerar los métodos de construcción, ya que la resistencia a la abrasión está altamente influenciada por el curado y el acabado superficial. Esta sección especifica los requisitos adicionales para la exposición a la abrasión, por arriba o por debajo de otros criterios de exposición. Por ejemplo, para un pavimento externo de concreto reforzado sujeto solamente a un tránsito ligero de llantas neumáticas pero localizado en una zona agresiva con clasificación B2, los requisitos correspondientes a la zona de agresividad tendrán precedencia. Por otra parte, para un piso interno de una fábrica sujeto a un tránsito de mediano a pesado de llantas neumáticas, los requisitos de abrasión de esta cláusula tendrán precedencia.

Se debe hacer notar que las técnicas de acabado superficial requerirán de un control especial si la resistencia a la abrasión potencial, para un f_c' dado, se ha de alcanzar totalmente.

4.9 Restricciones sobre el contenido de químicos en el concreto

4.9.1 Restricciones sobre el ion cloruro para protección contra la corrosión

4.9.1.1 El contenido total del ion cloruro en el concreto, calculado o determinado, basado en las mediciones del contenido de cloruros provenientes de los agregados, del agua de mezclado y de aditivos no deberá exceder los valores dados en la tabla 4.9.1.2. La determinación del contenido de iones de cloruro solubles en agua deberá hacerse bajo los procedimientos establecidos en ASTM C1218-20.

4.9.1.2 No se permitirá adicionar al concreto cloruros o aditivos químicos que los contengan en forma importante en elementos de concreto reforzado para clasificaciones de exposición B1, B2, o C, y en ningún elemento de concreto presforzado o curado a vapor.

Tabla 4.9.1.2 - Valores máximos de contenido de ion cloruro en el concreto fresco

Tipo de miembro	Máximo contenido de iones de cloruro (CL) solubles en agua en el concreto, porcentaje en peso del cemento (ASTM C1218-20)
Concreto presforzado	0.06
Concreto reforzado expuesto a cloruros en condiciones de servicio húmedas	0.15
Concreto reforzado expuesto a cloruros en condiciones de servicio secas o protegidas de la humedad	1.00
Otras construcciones de concreto reforzado	0.30

Comentario:

La protección al refuerzo que proporciona un recubrimiento adecuado de concreto denso se relaciona primordialmente con la protección proporcionada por la alcalinidad del concreto. Esta protección previene el inicio de la corrosión hasta que la carbonatación ha avanzado cerca de la superficie del acero, lo cual usualmente toma décadas. Sin embargo, si los iones de cloruro están presentes en cantidad suficiente, la corrosión se puede iniciar aun en ambiente alcalino. Más aún, los iones de cloruro aceleran el proceso de corrosión por lo que su presencia debe ser minimizada.

Cuando se considera el efecto de los cloruros sobre la corrosión es necesario distinguir entre cloruros "libres" presentes en la solución de poro y cloruros ligados por el cemento a la matriz. Los cloruros "ligados" no toman parte directamente en la corrosión, mientras que los cloruros "libres" pueden romper la película de protección pasiva en la superficie de las barras de refuerzo. Los iones de cloruros "libres" incrementan la conductividad eléctrica de la solución de poro y la velocidad de disolución de los iones metálicos.

Los límites sobre el contenido del ion cloruro se especifican como porcentaje en peso del consumo de cemento.

El procedimiento dado en la especificación de diseño por durabilidad involucra en primer lugar la clasificación de la severidad del ambiente al cual quedará expuesta la superficie de concreto. Para esa clasificación de exposición, se especifica una calidad mínima del concreto a través de la resistencia, y se requiere un recubrimiento mínimo para la protección del refuerzo. El principio básico es que donde la corrosión del refuerzo, una vez iniciada, sea rápida, se requieren mayores niveles de protección. Ambientes más severos requieren mayor protección y esto se refleja en mejor calidad del concreto y recubrimientos más grandes.

En la industria de la construcción se dispone de otros métodos de protección contra la corrosión, ya sea pasivos (mediante ánodos de sacrificio en sistemas de protección catódica galvánica) o activos (que aplican una corriente eléctrica al elemento). Su uso depende de las condiciones esperadas de mantenimiento de la estructura, principalmente.

4.9.2 Restricción en el contenido de sulfato

4.9.2.1 El contenido de sulfato en el concreto al momento del colado, expresado como el porcentaje del peso de SO_3 soluble en ácido con relación al peso de cemento, no será mayor que 5 por ciento. Se utilizará el método de ensayo ASTM C1580-20 en su determinación.

Comentario:

El límite establecido incluye el sulfato en el cemento, así como en los agregados y en el agua. Es importante tener cuidado especial cuando se emplean los desperdicios de rocas provenientes de la explotación de minas como alguno de los agregados. Muchos minerales en rocas incluyen sulfuros que se oxidan a sulfatos.

4.10 Restricciones sobre otras sales

4.10.1 No se permitirá incorporar al concreto otras sales a menos que se pueda mostrar que no afectan adversamente la durabilidad.

4.10.2 Deberá verificarse la conformidad de los aditivos para concreto de acuerdo con la norma NMX-C-255-ONNCCE-2013.

Comentario:

Algunos aditivos usados en lugar de los acelerantes a base de cloruros pueden dar origen a un incremento en las sales ionizadas que pueden ser perjudiciales para el concreto.

Se recomienda revisar la información sobre los aditivos químicos para concreto de ACI PRC-212.3.

4.11 Reacción álcali-agregado

4.11.1 Se deben tomar precauciones para minimizar el riesgo de daño estructural debido a la reacción álcali-agregado, la cual puede presentarse por reacción álcali-sílice o reacción álcali-carbonato. A los agregados se les hará el examen petrográfico de acuerdo con ASTM C295-19; si el agregado resulta potencialmente reactivo, se seguirán los procedimientos de 4.11.2 y/o 4.11.3 para detectar la posible reacción deletérea.

4.11.2 Para la reacción álcali-sílice

4.11.2.1 Se deberá realizar el ensaye químico de acuerdo con ASTM C289-07. Si el agregado resulta reactivo o potencialmente reactivo se procederá según 4.11.2.1.1 a 4.11.2.1.3.4.

4.11.2.1.1 Realizar el ensaye acelerado de expansión en barras de mortero de acuerdo con ASTM C1260-22. Si la expansión a 16 días es menor que 0.10 por ciento, el riesgo de la reacción es mediano y se deberán tomar medidas intermedias.

4.11.2.1.2 De no cumplirse con 4.11.2.1.1 se deberá realizar el ensayo en barras de mortero, de acuerdo con ASTM C227-10, las cuales deberán tener una expansión menor que 0.05 por ciento a 3 meses y menor que 0.10 por ciento a 6 meses para considerar que el riesgo es bajo y el concreto requerirá medidas mínimas de prevención de reacción.

4.11.2.1.3 De no cumplir con 4.11.2.1.2 se deberá verificar que la expansión en barras de concreto, de acuerdo con ASTM C1293-20a sea menor que 0.04 por ciento a un año para considerar que el riesgo de reacción es bajo y el concreto requerirá medidas mínimas de prevención por la reacción.

4.11.2.1.4 De no cumplir con 4.11.2.1.3, se considerará que el riesgo de reacción es alto y se deberán tomar medidas máximas para prevenir la reacción.

4.11.3 Para la reacción álcali-carbonato

4.11.3.1 Se deberá verificar que la expansión en roca, de acuerdo con ASTM C586-19, sea menor que 0.10 por ciento a 28, 56 y 112 días para considerar que la reacción es de riesgo mediano y se tomarán medidas intermedias para inhibir la reacción; si es mayor o igual que 0.10 por ciento, el riesgo de reacción es alto y se deberán tomar medidas máximas para evitarla.

4.11.3.2 Si de acuerdo con 4.11.3.1 la expansión es menor que 0.10 por ciento se deberá verificar que la expansión en barras de concreto, de acuerdo con ASTM C1105-08a (2016), sea menor que 0.015 por ciento a 90 días, menor que 0.025 por ciento a 6 meses y menor que 0.030 por ciento a un año. Si se cumple con lo anterior, el riesgo de reacción álcali-carbonato es bajo y se deberán tomar medidas mínimas para evitar la reacción.

4.11.4 Medidas de prevención de reacción álcali-agregado

4.11.4.1 Si el agregado es reactivo o potencialmente reactivo, se deberá utilizar un cemento tipo BRA de acuerdo con NMX-C-414-ONNCCE-2017, cuyo contenido máximo de álcalis equivalentes sea menor o igual que 0.4 por ciento.

4.11.4.2 Medidas preventivas adicionales que deben observarse de acuerdo con el criterio del Proyectista, el Corresponsable o el Director, son las indicadas en 4.11.4.2.1 a 4.11.4.2.4.

4.11.4.2.1 El límite de álcalis equivalentes totales en la mezcla de concreto debe ser menor que 3 kg/m³.

4.11.4.2.2 Para reducir la alcalinidad de la solución de poro se requiere utilizar puzolanas de efectividad comprobada, de acuerdo con ASTM C441/C441M-17.

4.11.4.2.3 Para reducir el efecto expansivo de la reactividad álcali-sílice, se permite el uso de aditivo a base de sales de Litio en una relación molar Li/(Na+K) en el intervalo de 0.6 a 1, comprobando su eficacia con la norma CRD C 662-10.

4.11.4.2.4 Para minimizar los efectos de la reactividad álcali-sílice y álcali-carbonato, se debe procurar la baja permeabilidad del concreto.

Comentario:

Para que la reacción álcali-agregado se presente, es necesario que concurren tres factores: la presencia de alto contenido de álcalis, que el agregado sea reactivo o potencialmente reactivo y que exista humedad. El criterio del Proyectista, el Corresponsable o el Director, junto con sus especialistas, es fundamental para tomar en cuenta las consideraciones necesarias.

4.12 Baja permeabilidad al agua

4.12.1 Se deberá cumplir con las especificaciones expresadas en la tabla 4.12.1 de acuerdo con el nivel de riesgo de corrosión. Para lograr una baja permeabilidad al agua se deberá utilizar cemento portland en combinación con puzolanas y/o aditivos que hayan mostrado su eficacia para este propósito bajo el ensayo de permeabilidad directa al agua bajo presión de la norma BS 12390-8:2000.

Tabla 4.12.1 - Especificaciones para baja permeabilidad al agua de acuerdo con el nivel de riesgo de corrosión

Nivel de riesgo de corrosión	Relación a/mc	Tipo de cemento de acuerdo con NMX-C-414-ONNCCE-2017
Leve a moderado	0.50	Sin requisitos especiales
Moderado a alto	0.45	CPP con 25% máximo de puzolana CPEG con 30% máximo de escoria
Alto a muy alto	< 0.40	CPS con 5 a 15% de humo de sílice

Comentario:

La baja permeabilidad al agua del concreto permite contar con una protección al acero de mayor eficacia que la de un concreto convencional. La alta resistencia a la compresión no es sinónimo de baja permeabilidad.

El concreto de baja permeabilidad no necesariamente es estanco. La estanqueidad depende también del agrietamiento existente en la estructura, defectos constructivos, del tratamiento de las juntas, entre otros.

Existen estructuras subterráneas que, bajo las condiciones de servicio, están expuestas a variaciones del nivel freático y que requieren considerar el empleo de concreto de baja permeabilidad al agua.

4.13 Requisitos para el recubrimiento del acero de refuerzo

4.13.1 Disposición general

4.13.1.1 El recubrimiento libre del acero de refuerzo será el mayor de los valores determinados de 4.13.2, 4.13.3, 4.14.16 y 4.15.2.

4.13.2 Recubrimiento necesario para la colocación del concreto

4.13.2.1 El recubrimiento y el detallado del acero serán tales que el concreto pueda ser colocado y compactado adecuadamente de acuerdo con 16.7.4.

4.13.2.2 El recubrimiento libre de toda barra de refuerzo no será menor que su diámetro, ni menor que lo señalado en a) a d):

- a) En columnas y vigas, 20 mm
- b) En losas, 15 mm
- c) En cascarones, 10 mm
- d) Si las barras forman paquetes, el recubrimiento libre, además, no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

4.13.3 Recubrimiento para protección contra la corrosión

4.13.3.1 Cuando el concreto es colado en cimbras y compactado de acuerdo con 16.7.4, el recubrimiento en vigas y contratabes no será menor que el valor dado en la tabla 4.13.3.1, de acuerdo con la clasificación de exposición y la resistencia especificada del concreto.

Tabla 4.13.3.1 – Recubrimiento libre mínimo requerido

Clasificación de exposición	Resistencia a compresión especificada, MPa (kg/cm ²)						
	20 (200) ^[1]	25 (250)	30 (300)	40 (400)	50 (500)	60 (600)	70 (700)
Recubrimiento libre, mm							
A1	25	25	20	20	20	15	15
A2	40	35	30	25	25	20	20
B1	50	40	35	30	30	25	25
B2	---	50	45	40	35	30	30
C	---	---	---	---	70 ^[2]	65 ^[2]	60 ^[2]

^[1] Sólo es aceptable para concretos Clase 2 y su aplicación establecida en 2.2.3.1.

^[2] Además se requiere emplear un contenido de CPO no menor que 3 500 N/m³ (350 kg/m³) y una relación a/mc que no exceda 0.40.

4.13.3.2 En losas, muros y elementos prefabricados, el recubrimiento no será menor que 0.75 veces los indicados en la tabla 4.13.3.1, según corresponda.

4.13.3.3 En cascarones el recubrimiento no será menor que 0.5 veces los valores indicados en la tabla 4.13.3.1 según corresponda.

4.13.3.4 Cuando el concreto es colado sobre o contra el terreno y compactado de acuerdo con 16.7.4 y no se conozcan las condiciones de agresividad del terreno, el mínimo recubrimiento para la superficie en contacto con el terreno será 75 mm, o 50 mm si se emplea plantilla o membrana impermeable entre el terreno y el concreto por colar.

Comentario:

Se pueden solicitar recubrimientos mayores que los especificados en esta Norma por otras razones; entre otras, para alcanzar el acabado superficial requerido, así como en casos del empleo de paquetes de barras, de congestión debida al número de capas de refuerzo, del empleo de almas estrechas en vigas, de ductos de presfuerzo grandes y por la influencia del tamaño del agregado

La protección al refuerzo la proporciona una combinación de la calidad del concreto y el espesor del recubrimiento. Los recubrimientos especificados suponen que se cumple con las tolerancias especificadas en 16.12. Si hay duda de que esto pueda ser alcanzado en el proyecto, se deberían especificar recubrimientos mayores para permitir un incremento en las tolerancias. Adicionalmente, los recubrimientos deberían incrementarse donde los acabados superficiales especiales del concreto reducen las dimensiones del recubrimiento nominal.

En general, los recubrimientos se incrementan en la medida en que la severidad de la exposición aumenta. Se pueden hacer provisiones para permitir la reducción del recubrimiento donde se emplee calidades de concretos superiores a las mínimas especificadas para la clasificación de exposición.

4.14 Durabilidad del acero de refuerzo y de presfuerzo

4.14.1 Todos los materiales que recubren al acero deberán estar libres de sustancias que puedan perjudicar su integridad.

4.14.2 El acero de presfuerzo no adherido deberá estar encapsulado en un ducto de postensado, y el espacio entre el refuerzo para de presfuerzo y el ducto de postensado debe llenarse completamente con un material adecuado que inhiba la corrosión. El ducto de postensado deberá ser impermeable y continuo en toda la longitud no adherida.

4.14.3 El ducto de postensado deberá estar conectado de manera impermeable a todos los anclajes ya sean del sitio donde se aplica el presfuerzo, intermedios o fijos.

4.14.4 Los tendones no adheridos de un solo torón deberán protegerse de la corrosión de acuerdo con lo indicado en ACI SPEC-423.7.

4.14.5 Los ductos para tendones que se inyectan con mortero deben ser impermeables y no reactivos con el concreto, el refuerzo para de presfuerzo, mortero de inyección e inhibidores de corrosión.

4.14.6 Los ductos deben mantenerse libres de agua.

4.14.7 Los ductos para tendones de un solo alambre, de un solo torón o de una sola barra, deberán tener un diámetro interior al menos 6 mm mayor que el diámetro del refuerzo para presfuerzo.

4.14.8 Los ductos para alambres, torones o barras múltiples en paquetes que se vayan a inyectar con mortero deberán tener un área transversal interior al menos igual a dos veces el área transversal del refuerzo para presfuerzo.

4.14.9 Los anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de anclaje deberán estar protegidos permanentemente contra la corrosión.

4.14.10 Los tendones externos y las regiones de anclaje de los tendones deberán estar protegidos contra la corrosión.

4.14.11 Los ductos y dispositivos embebidos no deberán afectar significativamente la resistencia de la estructura ni la protección contra el fuego.

4.14.12 Los materiales de los ductos y dispositivos embebidos no deberán ser perjudiciales para el concreto o el refuerzo.

4.14.13 Los ductos y dispositivos embebidos de aluminio deberán estar recubiertos o envueltos para impedir una reacción química del aluminio con el concreto o una acción electrolítica entre el aluminio y el acero.

4.14.14 Se deberá colocar refuerzo con un área al menos igual a 0.002 veces el área de la sección de concreto perpendicular a las tuberías embebidas.

4.14.15 El recubrimiento de concreto especificado para tuberías embebidas con sus acoples deberá ser al menos 40 mm para concreto expuesto al suelo o a la intemperie, y al menos 20 mm para concreto no expuesto a la intemperie y que no esté en contacto con el suelo.

4.14.16 Además de cumplir con los recubrimientos de diseño de 4.13, se deberán satisfacer los recubrimientos especificados para las condiciones ambientales y su ubicación en la estructura que se establecen en las tablas 4.14.16.a, 4.14.16.b, 4.14.16.c y 4.14.16.d, los que resulten mayores.

Tabla 4.14.16.a - Recubrimiento especificado para miembros de concreto construidos en sitio no presforzados

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado (mm)
Construido contra el suelo y en contacto permanente con él (D)	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo (A2)	Todos	Barras no. 6 a no. 18	50
		Barra no. 5, alambre de 16 mm de diámetro, corrugado o liso, y menores	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo (A1)	Losas, viguetas y muros	Barras no. 14 y no. 18	40
		Barra no. 11 y menores	20
	Vigas, columnas, pedestales y tensores	Refuerzo principal, estribos, refuerzo helicoidal y estribos cerrados para confinamiento	40

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 4.14.16.b - Recubrimiento especificado para miembros de concreto presforzado construidos en sitio

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado (mm)
Construido contra el suelo y en contacto permanente con él (D)	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo (B2)	Losas, vigas y muros	Todos	25
	Todos los demás	Todos	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo (B1)	Losas, vigas y muros	Todos	20
	Vigas, columnas y elementos a tensión	Refuerzo principal	40
		Estribos, refuerzo helicoidal y estribos cerrados para confinamiento	25

Tabla 4.14.16.c - Recubrimiento especificado para miembros prefabricados, presforzados y no presforzados, fabricados bajo condiciones de planta

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado (mm)
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo (B2)	Muros	Barras no. 14 y no. 18, tendones con diámetro mayor que 40 mm	40
		Barras no. 11 y menores; alambres de 16 mm de diámetro, corrugados o lisos, y menores; tendones y torones con diámetro de 40 mm y menores	20
	Todos los demás	Barras no. 14 y no. 18, tendones con diámetro mayor que 40 mm	50
		Barras no. 6 hasta no. 11, tendones y torones mayores que 16 mm (0.625 o 5/8 pulg) hasta 40 mm de diámetro	40
		Barra no. 5; alambres de 16 mm de diámetro, corrugados o lisos, y menores; tendones y torones con diámetro 16 mm (0.625 o 5/8 pulg) y menores	30
	No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo (B1)	Losas, vigas y muros	Barras no. 14 y no. 18, tendones con diámetro mayor que 40 mm
Tendones y torones con diámetro 40 mm y menores			20
Barras no. 11 y menores, alambres de 16 mm de diámetro, corrugados o lisos, y menores			16
Vigas, columnas, pedestales y elementos a tensión		Refuerzo principal	El mayor de d_b y 16 mm y no necesita ser mayor que 40 mm
		Estribos, refuerzo helicoidal y estribos cerrados de confinamiento	10

Tabla 4.14.16.d - Recubrimiento especificado para miembros de cimentaciones profundas

Exposición del concreto	Tipo de miembro de cimentación profunda	Refuerzo	Recubrimiento especificado (mm)
Construido contra el terreno y en contacto permanente con él, no rodeado por tubo de acero, sin camisa metálica permanente, ni en perfil de roca estable (D)	Construido en sitio	Todos	75
Rodeado por tubo de acero, con camisa permanente, o en perfil de roca estable (B1)	Construido en sitio	Todos	40
Permanentemente en contacto con el terreno (B2)	Prefabricado no presforzado	Todos	40
	Prefabricado presforzado		
Expuesto a agua marina (C)	Prefabricado no presforzado	Todos	60
	Prefabricado presforzado	Todos	50

4.15 Dimensiones y recubrimientos contra fuego

4.15.1 En adición a las dimensiones mínimas y espesores requeridos en los Capítulos 6 a 8, según corresponda, se deberán satisfacer las dimensiones y espesores obtenidos de los métodos indicados en el Capítulo 4 de la NTC-Proyecto Arquitectónico, las que resulten mayores.

4.15.2 Además de cumplir con los recubrimientos de 4.13 y 4.14, se revisará que éstos no sean menores que los determinados a partir de los métodos indicados en el Capítulo 4 de la NTC-Proyecto Arquitectónico.

4.15.3 Se aceptará obtener las dimensiones, espesores y recubrimientos de elementos estructurales por cualquier otro método a satisfacción del Director y, en su caso, del Corresponsable. En todos los casos, no deberán ser menores que los requeridos en los Capítulos 6 a 8, así como en 4.13 y 4.14 de esta Norma.

Comentario:

Para la revisión por fuego, en esta versión de la Norma se requiere el cumplimiento de dimensiones (de vigas y columnas, por ejemplo), de espesores (de sistemas de piso y techo), así como del espesor del recubrimiento de los elementos estructurales con objeto de satisfacer el número de horas mínimo de exposición al fuego que permita proteger la vida de los ocupantes y evacuarlos del edificio de manera segura.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

5. ESTADOS LÍMITE DE FALLA

5.1 Alcance

Este capítulo se aplicará al cálculo de los estados de límite de falla para las siguientes acciones:

- a) Flexión (véase 5.2)
- b) Flexocompresión en una dirección (véase 5.3)
- c) Flexocompresión en dos direcciones (véase 5.4)
- d) Fuerza cortante en una dirección (véase 5.5)
- e) Fuerza cortante en dos direcciones (véase 5.6)
- f) Fuerza cortante por fricción (véase 5.7)
- g) Torsión (véase 5.8)
- h) Aplastamiento (véase 5.9).

5.2 Flexión

5.2.1 *Requisitos generales*

5.2.1.1 *Dimensionamiento*

5.2.1.1.1 Los elementos estructurales sujetos a flexión se dimensionarán y diseñarán de tal manera que su resistencia de diseño a flexión, calculada de acuerdo con 5.2.2, sea por lo menos igual a los momentos flexionantes de diseño calculados con cargas factorizadas.

5.2.1.1.2. Los requisitos de 5.2, 5.3 y 5.4 se aplicarán a elementos sujetos a flexión y flexocompresión con relación $L/h \geq 5$ en los que son válidas las hipótesis de 3.6. Para relaciones menores, se deberán observar las especificaciones del Capítulo 10.

5.2.1.2 *Falla balanceada*

5.2.1.2.1 Los límites superiores de la cuantía de acero de refuerzo longitudinal en vigas, se establecen para estructuras de ductilidad baja y media (véase 6.3.5.2.1 y 7.3.4.2.1, respectivamente) como porcentajes de las cuantías que corresponden a la falla balanceada. Ésta ocurre cuando el acero a tensión llega a la deformación unitaria asociada al esfuerzo especificado de fluencia f_y y simultáneamente el concreto alcanza una deformación unitaria máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma con acero de compresión o sin él. Para vigas diseñadas con $Q=4.0$ el porcentaje máximo de acero de tensión es el requerido en 8.3.3.1.

5.2.1.3 *Falla balanceada en secciones rectangulares sin acero de compresión*

5.2.1.3.1 El área de acero longitudinal, A_s , en secciones rectangulares sin acero de compresión correspondiente a la falla balanceada se calculará con la ec. 5.2.1.3.1:

$$A_s = \frac{f_c''}{f_y} \frac{600 \beta_1}{f_y + 600} b_w d$$

$$\left(A_s = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b_w d \right) \quad (5.2.1.3.1)$$

5.2.1.4 *Falla balanceada en secciones L y T*

5.2.1.4.1 El área balanceada de acero dependerá de la posición del eje neutro respecto al espesor del patín en el momento de la falla. Si el eje neutro cae dentro del patín, el área balanceada se calculará con la ec. 5.2.1.3.1 usando como valor de b_w el ancho efectivo de patín determinado con la tabla 5.2.1.4.2. Si cae por debajo del patín, el área se determinará con el criterio general de 5.2.1.2.1.

5.2.1.4.2 El ancho del patín b_f que se considere trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma se determinará según se indica en la tabla 5.2.1.4.2.

Tabla 5.2.1.4.2 - Ancho efectivo del patín para vigas T y L

Ubicación del patín	Ancho sobresaliente a partir de la cara del alma	
A cada lado del alma	El menor de:	$8t$
		$L_a/2$
		$L_n/8$
A un solo lado del alma	El menor de:	$6t$
		$L_a/2$
		$L_n/12$

5.2.1.5 Falla balanceada en secciones de forma cualquiera

5.2.1.5.1 En otras secciones, para determinar el área de acero que corresponde a la falla balanceada, se aplicarán las condiciones de equilibrio y las hipótesis de 3.6.

5.2.2 Resistencia a flexión

5.2.2.1 Resistencia a flexión de secciones no presforzadas

5.2.2.1.1 Secciones rectangulares no presforzadas sin acero de compresión

5.2.2.1.1.1 La resistencia de diseño a flexión, M_R , se calculará con las ecs. 5.2.2.1.1.1.a o 5.2.2.1.1.1.b que son equivalentes:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad (5.2.2.1.1.1.a)$$

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \quad (5.2.2.1.1.1.b)$$

donde $q = \rho f_c'' / f_y$.

5.2.2.1.2 Secciones rectangulares no presforzadas con acero de compresión

5.2.2.1.2.1 M_R se calculará con la ec. 5.2.2.1.2.1.a siempre que se cumpla con la ec. 5.2.2.1.2.1.b o con la ec. 5.2.2.1.2.1.c que garantizan que fluya el acero de compresión:

$$M_R = F_R [(A_s - A'_s) f_y (d - a/2) + A'_s f_y (d - d')] \quad (5.2.2.1.2.1.a)$$

$$p - p' \geq \frac{600 \beta_1}{600 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c''}{f_y} \quad (5.2.2.1.2.1.b)$$

$$\left(p - p' \geq \frac{6000 \beta_1}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c''}{f_y} \right)$$

o, en términos de las áreas de refuerzo:

$$A_s - A'_s \geq \frac{600 \beta_1}{600 - f_y} \frac{f_c''}{f_y} b d' \quad (5.2.2.1.2.1.c)$$

$$\left(A_s - A_s' \geq \frac{6000 \beta_1}{6000 - f_y} \frac{f_c''}{f_y} b d' \right)$$

5.2.2.1.2.2 Cuando no se cumplan las ecs. 5.2.2.1.2.1.b o 5.2.2.1.2.1.c, M_R se determinará con un análisis de la sección basado en el equilibrio y las hipótesis de 3.6; o bien, se calculará en forma aproximada con las ecs. 5.2.2.1.1.1.a o 5.2.2.1.1.1.b despreciando el acero de compresión. En todos los casos habrá que revisar que el acero de tensión no exceda la cuantía correspondiente a falla balanceada. El acero de compresión deberá restringirse contra el pandeo con estribos o refuerzo helicoidal que cumplan los requisitos de los Capítulos 6, 7 u 8, en función del grado de ductilidad de la estructura, así como del Capítulo 14.

5.2.2.1.3 Secciones T e I no presforzadas sin acero de compresión

5.2.2.1.3.1 Si la profundidad del bloque de esfuerzos, a , calculada con la ecuación 5.2.2.1.3.1.a, no es mayor que el espesor del patín, t , M_R se puede calcular con las ecs. 5.2.2.1.1.1.a o 5.2.2.1.1.1.b usando el ancho del patín a compresión, b_f , en vez de b_w . Si a resulta mayor que t , M_R puede calcularse con las ecs. 5.2.2.1.3.1.b a 5.2.2.1.3.1.d:

$$a = \frac{A_s f_y}{f_c'' b_f} \quad (5.2.2.1.3.1.a)$$

$$M_R = F_R \left[A_{sf} f_y \left(d - \frac{t}{2} \right) + (A_s - A_{sf}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (5.2.2.1.3.1.b)$$

$$A_{sf} = \frac{f_c'' (b_f - b_w) t}{f_y} \quad (5.2.2.1.3.1.c)$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{f_c'' b_f} \quad (5.2.2.1.3.1.d)$$

Comentario:

Para secciones rectangulares simplemente armadas se pueden obtener las ecs. 5.2.2.1.1.1.a o 5.2.2.1.1.1.b que permite calcular la resistencia a flexión con la única limitación de que el acero para flexión esté fluyendo, ya que el esfuerzo en el acero permanece constante, lo cual siempre sucede en secciones subreforzadas. En secciones con refuerzo a compresión o secciones T o I, es posible que el acero de compresión no esté fluyendo o que el bloque equivalente de esfuerzos de compresión caiga debajo del patín, por lo que no sería de ancho uniforme. Por estas razones hay que establecer limitaciones adicionales como las de las ecs. 5.2.2.1.2.1.b y 5.2.2.1.2.1.c, o las ecs. 5.2.2.1.3.1.b a 5.2.2.1.3.1.d. En vez de usar estas ecuaciones, pueden obtenerse las resistencias a flexión a partir de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas en las secciones transversales y de compatibilidad de deformaciones de 3.6 (González y Robles, 2004).

5.2.2.2 Resistencia a flexión de secciones presforzadas con acero adherido

5.2.2.2.1 M_R de secciones rectangulares con acero corrugado y acero de presfuerzo adherido se calculará con las ecs. 5.2.2.2.1.a, 5.2.2.2.1.b y 5.2.2.2.1.c siempre que se cumpla con la condición planteada en la ec. 5.2.2.2.1.d. y con los valores de γ_p prescritos en la tabla 5.2.2.2.1.

Tabla 5.2.2.2.1 – Valores de γ_p para usar en la ec. 5.2.2.2.1.c

f_{py}/f_{pu}	γ_p
≥ 0.80	0.55
≥ 0.85	0.40
≥ 0.90	0.28

$$M_R = F_R \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (5.2.2.2.1.a)$$

$$a = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} \tag{5.2.2.2.1.b}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[p_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d f_y}{d_p f'_c} (p - p') \right] \right\} \tag{5.2.2.2.1.c}$$

$$f_{se} \geq 0.5 f_{pu} \tag{5.2.2.2.1.d}$$

5.2.2.2.2 Si se toma en cuenta el acero de compresión al calcular f_{ps} con la ec. 5.2.2.2.1.c, se deberá cumplir con a) y b):

- a) Si d' excede $0.15d_p$, el refuerzo a compresión no deberá tomarse en cuenta en la ec. 5.2.2.2.1.c
- b) Si se incluye el refuerzo a compresión, el término

$$p_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d f_y}{d_p f'_c} (p - p')$$

no deberá tomarse menor que 0.17.

5.2.2.2.3 Resistencia a flexión de secciones presforzadas con tendones no adheridos

5.2.2.2.3.1 M_R de secciones rectangulares con acero corrugado y acero de presfuerzo no adherido se calculará también con la ec. 5.2.2.2.1.a, pero el valor de f_{ps} será el prescrito en la tabla 5.2.2.2.3.1 para la resistencia nominal determinada como M_R/F_R , donde F_R se tomará de 3.8. Para usar estos valores, se deberá cumplir con la ec. 5.2.2.2.1.d.

Tabla 5.2.2.2.3.1 – Valores aproximados de f_{ps} al nivel de resistencia nominal a flexión para tendones no adheridos

L_n/h	f_{ps}	
≤ 35	El menor de:	$f_{se} + 70 + f'_c / (100p_p)$ $(f_{se} + 700 + f'_c / (100p_p))$
		$f_{se} + 420$ $(f_{se} + 4200)$
		f_{py}
> 35	El menor de:	$f_{se} + 70 + f'_c / (300p_p)$ $(f_{se} + 700 + f'_c / (300p_p))$
		$f_{se} + 210$ $(f_{se} + 2100)$
		f_{py}

5.2.2.2.4 Método general para secciones presforzadas

5.2.2.2.4.1 Si se desea un cálculo más preciso de f_{ps} o no se cumple con la ec. 5.2.2.2.1.d, se pueden usar las hipótesis generales de 3.6 y las ecuaciones de equilibrio de fuerzas en la sección transversal.

5.2.2.2.4.2 Se permitirá incluir cualquier otro refuerzo no presforzado en M_R si se aplica un análisis de compatibilidad de deformaciones para calcular los esfuerzos en dicho acero y se ancla el acero de modo que pueda desarrollar el esfuerzo calculado según el Capítulo 14.

Comentario:

En secciones presforzadas o parcialmente presforzadas el esfuerzo en el acero depende de las deformaciones unitarias, ya que no hay una zona de fluencia y, por lo tanto, de esfuerzos constantes. Además, es frecuente que las secciones sean de ancho variable, que el acero se distribuya en el peralte de la sección con lo que en cada lecho se tengan deformaciones unitarias y esfuerzos diferentes, y que se combinen tendones adheridos y no adheridos. Por estas razones, las ecuaciones para calcular la resistencia en forma directa tienen más limitaciones que para secciones no presforzadas. Su resistencia puede obtenerse, como en las secciones reforzadas, a partir de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y de compatibilidad de deformaciones de 3.6. Se pueden desarrollar también ecuaciones generales del tipo de la ec. 5.2.2.1.1.1.a y 5.2.2.1.1.1.b (Naaman and Chao, 2022), pero tienen más requisitos para que sean aplicables o es necesario hacer algunas hipótesis complementarias que les restan precisión. No obstante, se han incluido en algunos reglamentos como la ec. 5.6.3.2.2-1 de la norma AASHTO.

5.2.2.3 Flexión biaxial

5.2.2.3.1 M_R de vigas rectangulares sujetas a flexión biaxial se calculará con la ec. 5.4.1.2.b.

5.3 Flexocompresión en una dirección

5.3.1 Dimensionamiento

5.3.1.1 Toda sección sujeta a compresión axial y flexión en una dirección se dimensionará y diseñará para la combinación más desfavorable de dichas acciones incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento se hará a partir de las hipótesis generales de 3.6, o bien, con diagramas de interacción construidos de acuerdo con ellas. Se usará el factor de resistencia, F_R , especificado en 3.8.2.1, calculado según 3.8.2.2.

5.3.2 Excentricidad mínima

5.3.2.1 La excentricidad de diseño no será menor que $0.05h$ o que 20 mm, donde h es la dimensión (peralte) de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

5.3.3 Esfuerzo especificado de fluencia máximo

5.3.3.1 El valor de f_y para fines de diseño estará limitado a lo establecido en la tabla 2.4.2.2.4.a.

5.4 Flexocompresión en dos direcciones

5.4.1 Dimensionamiento

5.4.1.1 Los elementos sujetos a flexocompresión en dos direcciones se podrán dimensionar y diseñar con las hipótesis generales de 3.6 o, para secciones cuadradas o rectangulares, con el método aproximado de 5.4.1.2.

5.4.1.2 La resistencia a compresión P_R con excentricidades e_x y e_y (véase la fig. 5.4.1.2), que es capaz de resistir un elemento, se podrá calcular con la ec. 5.4.1.2.a:

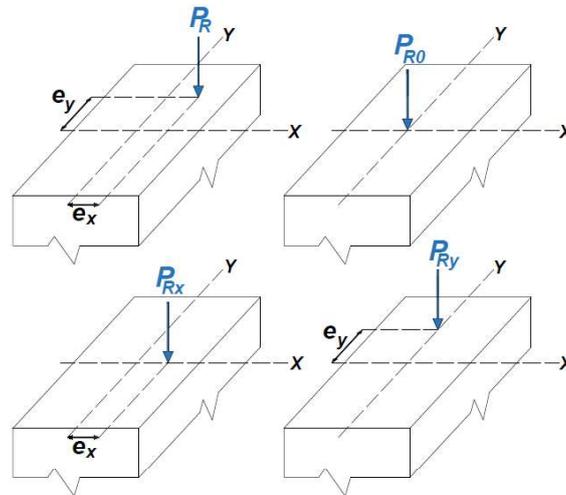


Figura 5.4.1.2 - Términos que aparecen en la ec. 5.4.1.2.a

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}} \tag{5.4.1.2.a}$$

Para $P_R/P_{R0} < 0.1$, se usará la ec. 5.4.1.2.b:

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \tag{5.4.1.2.b}$$

Comentario:

El cálculo de resistencias para vigas y columnas sujetas a flexión, carga axial y flexión en una dirección, o carga axial y flexión en dos direcciones, no ha tenido cambios importantes respecto a la edición de 2017. Sin embargo, en 5.2.2.2 se han incorporado disposiciones para calcular la resistencia a flexión de elementos presforzados que, en ediciones anteriores, se encontraban en la sección de concreto presforzado. La razón de este cambio es la de tener en este capítulo, todas las disposiciones referentes a la resistencia a flexión, flexocompresión, fuerza cortante, torsión y aplastamiento de los distintos tipos de elementos. Las disposiciones sobre esfuerzos permisibles en elementos de concreto presforzado corresponden a los estados límite de servicio, ya que se calculan con cargas de servicio o con las cargas que actúan durante el proceso constructivo. Estas disposiciones, y otras relativas a elementos de concreto presforzado, se encuentran en el Capítulo 11.

La aplicación de las hipótesis de la sección 3.6 a elementos sujetos a compresión y flexión en dos direcciones conduce a posiciones del eje neutro no paralelas a los bordes de la sección transversal. Por lo tanto, se debe lograr una posición y una inclinación del eje neutro que permitan el equilibrio de fuerzas tanto en dirección del eje X como en dirección del eje Y (González Cuevas, 2004). Aunque existen programas de cómputo que permiten hacer estos cálculos, la ec. 5.4.1.2.a, conocida como fórmula de Bresler, es más sencilla de usar y proporciona resultados suficientemente precisos para fines prácticos.

También deben observarse las disposiciones sobre acero de refuerzo por contracción y temperatura que se incluyen en el Cap. 13.

5.5 Fuerza cortante en una dirección

5.5.1 Requisitos generales

5.5.1.1 La resistencia de diseño a fuerza cortante en una dirección, V_R , será la suma de la resistencia de diseño a cortante del concreto, $V_{cR} = F_R V_c$, y de la resistencia de diseño a cortante del acero, $V_{sR} = F_R V_s$, como se establece en la ec. 5.5.1.1:

$$V_R = F_R V_c + F_R V_s \tag{5.5.1.1}$$

5.5.1.2 Los requisitos de 5.5 se aplicarán a vigas sin presfuerzo o presforzadas con relación $L/h \geq 5$. Los requisitos para vigas con relación $L/h < 5$, se incluyen en el Capítulo 10.

5.5.1.3 El refuerzo para flexión deberá estar adecuadamente anclado a ambos lados de los puntos en que cruce a toda posible grieta inclinada causada por la fuerza cortante y cumplir con los requisitos de 14.4.

5.5.2 Dimensionamiento y límites en la resistencia de materiales

5.5.2.1 Para secciones L, T o I, se usará el ancho del alma, b_w , en lugar de b en todas las ecuaciones y tablas de 5.5.2 y 5.5.3. Si el patín está a compresión, al producto $b_w d$ pueden sumarse las cantidades f^2 en vigas T e I, y $f^2/2$ en vigas L.

5.5.2.2 Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con la ec. 5.5.2.2:

$$V_u \leq F_R (V_c + 0.66\sqrt{f'_c} b_w d) \quad (5.5.2.2)$$

$$\left(V_u \leq F_R (V_c + 2.2\sqrt{f'_c} b_w d) \right)$$

5.5.2.3 Para el cálculo de V_{cR} y V_{sR} se permitirá suponer a) a d):

- d igual a $0.8h$ para columnas rectangulares
- d igual a 0.8 veces el diámetro de la sección circular
- b_w igual al diámetro de secciones circulares sólidas
- b_w igual a dos veces el espesor de la pared en secciones circulares huecas.

5.5.2.4 Límites en la resistencia de los materiales

5.5.2.4.1 El valor de f'_c usado para calcular V_{cR} , V_{ci} y V_{cw} para cortante en una dirección no deberá exceder 100 MPa (1 000 kg/cm²), a menos que se cumpla lo señalado en 5.5.2.4.2.

5.5.2.4.2 Se permitirá usar f'_c mayores que 100 MPa (1 000 kg/cm²) para calcular V_{cR} , V_{ci} y V_{cw} en vigas reforzadas o presforzadas que tengan una cuantía mínima de refuerzo transversal determinada de acuerdo con 6.3.5.4 o 6.3.5.5.2.

5.5.2.4.3 Los valores de f_y y f_{yt} usados para calcular V_{sR} no deberán exceder los límites establecidos en 2.4.2.2.4.

5.5.3 Resistencia a fuerza cortante en una dirección

5.5.3.1 Resistencia a fuerza cortante del concreto en elementos no presforzados con refuerzo en el alma

5.5.3.1.1 En todos los elementos de concreto, excepto los incluidos en la tabla 6.3.5.4.1 y en 5.5.3.8, se colocará una cantidad mínima de refuerzo transversal en el alma, aunque no se requiera por resistencia, según se prescribe en la tabla 6.3.5.4.4. Si se tiene esta cantidad mínima, la fuerza cortante que resiste el concreto se calculará con cualquiera de las ecs. 5.5.3.1.1.a o 5.5.3.1.1.b tomando en cuenta las limitaciones establecidas en 5.5.3.1.2. La fuerza P_u se considerará positiva si es de compresión, negativa si es de tensión y nula en el caso de vigas. V_{cR} no será menor que cero. El factor λ se tomará de 2.3.3.2.

$$V_{cR} = F_R \left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (5.5.3.1.1.a)$$

$$\left(V_{cR} = F_R \left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6A_g} \right) b_w d \right)$$

$$V_{cR} = F_R \left[0.66\lambda (p)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6A_g} \right] b_w d \quad (5.5.3.1.1.b)$$

$$\left(V_{cR} = F_R \left[2\lambda (p)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6A_g} \right] b_w d \right)$$

5.5.3.1.2 En las ecs. 5.5.3.1.1.a y 5.5.3.1.1.b se deberán tomar en cuenta las limitaciones a) y b):

- El valor de V_{cR} no deberá tomarse mayor que $F_R 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$ ($F_R 1.25 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$) y no será necesario tomarse menor que $F_R 0.08 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$ ($F_R 0.25 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$)
- El valor de $P_u/6A_g$ no deberá tomarse mayor que $0.05 f'_c$.

5.5.3.1.3 Para vigas no presforzadas y losas en una dirección construidas con concreto con fibras de acero que cumpla con 2.3.4, V_{cR} será la mayor de la resistencia calculada con la ec. 5.5.3.1.1.a y 1.3 veces la calculada con la ec. 5.5.3.1.1.b.

Comentario

En elementos sujetos a fuerza axial neta de tensión o cuando se satisfaga 8.3.5.2 es posible calcular o suponer contribuciones del concreto al cortante menores que el límite inferior indicado en 5.5.3.1.2.a. El límite inferior de 5.5.3.1.2.a tiene la intención de obtener una contribución del concreto a la resistencia a cortante consistente con la práctica anterior exitosa, con valores recomendados para concreto simple y con observaciones de ensayos de laboratorio efectuados en vigas o losas que trabajan en una dirección con bajas cuantías de refuerzo longitudinal. En esta versión de la Norma se permite el uso de concreto con fibras de acero en vigas y losas en una dirección. Su uso está apoyado en resultados experimentales (Dinh et al., 2010; Shoaib et al., 2014; Zarrinpour y Chao, 2017). La presencia de fibras de acero no se considera para determinar el valor de $A_{v,min}$. En el Capítulo 16 de incluyen requisitos sobre fibras de acero y mezclas de concreto con fibras.

5.5.3.2 Resistencia a fuerza cortante del concreto en elementos no presforzados sin refuerzo en el alma

5.5.3.2.1 En los elementos incluidos en 5.5.3.8, la fuerza cortante de diseño que toma el concreto se calculará con la ec. 5.5.3.2.1.a, con el factor de reducción por tamaño λ_s especificado en la ec. 5.5.3.2.1.b, donde d está en mm (cm):

$$\left(0.66 \lambda_s \lambda (p)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (5.5.3.2.1.a)$$

$$\left(\left(2 \lambda_s \lambda (p)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6A_g} \right) b_w d \right)$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1 + 0.004d)}} \leq 1.0$$

(5.5.3.2.1.b)

$$\left(\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1 + 0.04d)}} \leq 1.0 \right)$$

5.5.3.3 Resistencia a fuerza cortante en elementos presforzados

5.5.3.3.1 Si la fuerza efectiva de presfuerzo es transmitida por completo al concreto, la resistencia a cortante se calculará según 5.5.3.4. Si la fuerza efectiva de presfuerzo no es transferida por completo al concreto, la resistencia a cortante se calculará según 5.5.3.5.

5.5.3.4 Resistencia a fuerza cortante para fuerza de presfuerzo completa

5.5.3.4.1 Se permitirá tomar V_{cR} como el menor entre los valores V_{ci} y V_{cw} calculados según 5.5.3.4.2 y 5.5.3.4.3, respectivamente.

5.5.3.4.2 La resistencia a flexión-cortante, V_{ci} , deberá calcularse de acuerdo con a) pero no debe ser menor que la calculada con b) o c):

$$V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f'_c}b_wd_p + V_d + \frac{V_iM_{CRe}}{M_{m\acute{a}x}} \quad (5.5.3.4.2.a)$$

a)
$$\left(V_{ci} = 0.16\lambda\sqrt{f'_c}b_wd_p + V_d + \frac{V_iM_{CRe}}{M_{m\acute{a}x}} \right)$$

b) Para miembros con $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$

$$V_{ci} = 0.14\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (5.5.3.4.2.b)$$

$$(V_{ci} = 0.45\lambda\sqrt{f'_c}b_wd)$$

c) Para miembros con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$

$$V_{ci} = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (5.5.3.4.2.c)$$

$$(V_{ci} = 0.50\lambda\sqrt{f'_c}b_wd)$$

donde no es necesario tomar d_p menor que $0.80h$, los valores de $M_{m\acute{a}x}$ y V_i se deben calcular con la combinación de cargas que causa el máximo momento factorizado en la sección bajo consideración, y M_{CRe} debe calcularse con la ec. 5.5.3.4.2.d como:

$$M_{CRe} = \left(\frac{I}{y_t} \right) (0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \quad (5.5.3.4.2.d)$$

$$\left(M_{CRe} = \left(\frac{I}{y_t} \right) (1.6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \right)$$

5.5.3.4.3 La resistencia a cortante en el alma, V_{cw} , se deberá calcular con la ec. 5.4.3.4.3:

$$V_{cw} = F_R(0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_wd_p + V_p \quad (5.5.3.4.3)$$

$$(V_{cw} = F_R(0.93\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_wd_p + V_p)$$

donde no hay necesidad de tomar d_p menor que $0.80h$ y V_p es la componente vertical del presfuerzo efectivo.

5.5.3.4.4 Como alternativa a 5.5.3.4.3, V_{cw} podrá calcularse como la fuerza cortante que corresponde a la carga muerta más la carga viva que produce un esfuerzo principal de tensión de $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ ($1.1\lambda\sqrt{f'_c}$) en la ubicación señalada en a) o b):

- Cuando el eje neutro de la sección transversal presforzada se encuentra en el alma, el esfuerzo principal a tensión se debe calcular en el eje neutro
- Cuando el eje neutro de la sección transversal presforzada se encuentra en el patín, el esfuerzo principal a tensión se debe calcular en la intersección del patín con el alma.

5.5.3.5 Resistencia a fuerza cortante del concreto en regiones de fuerza de presfuerzo reducida

5.5.3.5.1 Al calcular V_{cr} , la longitud de transferencia del refuerzo presforzado, L_{tr} se debe suponer como $50d_b$ en torones y $100d_b$ en alambres individuales.

5.5.3.5.2 Cuando la adherencia de los tendones se extienda hasta el extremo del miembro, puede suponerse que la fuerza efectiva del presfuerzo varía linealmente desde cero en el extremo del acero presforzado hasta un máximo a una distancia L_{tr} del extremo del acero.

5.5.3.5.3 En ubicaciones correspondientes a una fuerza efectiva de presfuerzo reducida, de acuerdo con 5.5.3.5.2, se deberá usar la fuerza efectiva de presfuerzo reducida para calcular V_{cw} en 5.5.3.4.3.

5.5.3.5.4 En los tendones en los que la adherencia no se extienda hasta el extremo del miembro, se puede suponer que la fuerza efectiva de presfuerzo varía linealmente desde cero en el punto en que comienza la adherencia, hasta un máximo a una distancia L_{tr} desde este punto.

5.5.3.5.5 En ubicaciones correspondientes a una fuerza efectiva de presfuerzo reducida, de acuerdo con 5.5.3.5.4, se deberá usar la fuerza efectiva de presfuerzo reducida para calcular V_{cw} en 5.5.3.4.3.

5.5.3.6 Resistencia a fuerza cortante del acero de refuerzo transversal

5.5.3.6.1 En vigas o columnas con estribos abiertos (según 14.7.2) o cerrados (de acuerdo con 14.7.3), refuerzo helicoidal (zunchos) (según 14.7.4), con refuerzo hecho con alambres soldados, con refuerzo anclado con cabeza (de conformidad con 14.7.2.5), o combinaciones de ellos, la fuerza cortante que resiste el acero se calculará con la ec. 5.5.3.6.1.a, donde α es el ángulo entre el refuerzo transversal y el eje longitudinal del elemento, s es la separación medida paralela al refuerzo longitudinal y A_v se da en 5.5.3.6.2:

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_{yt} d (\sen \alpha + \cos \alpha)}{s} \quad (5.5.3.6.1.a)$$

Cuando el refuerzo está constituido por refuerzo transversal perpendicular al eje longitudinal del elemento, esta ecuación se simplifica a la ec. 5.5.3.6.1.b:

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_{yt} d}{s} \quad (5.5.3.6.1.b)$$

5.5.3.6.2 El valor de A_v deberá ser la suma de las áreas efectivas de todas las ramas de los estribos o de los alambres separados a una distancia s . En el caso de estribos circulares o zunchos, debe ser el doble del área de la barra.

5.5.3.7 Resistencia a fuerza cortante de barras longitudinales dobladas

5.5.3.7.1 Se aceptará usar barras longitudinales dobladas como refuerzo para resistir fuerza cortante si se ubican en los tres cuartos centrales y el ángulo α entre las barras dobladas y el eje longitudinal del elemento es al menos de 30 grados.

5.5.3.7.2 Si el refuerzo por cortante consiste en una barra o un grupo de barras paralelas con un área A_v , todas dobladas a la misma distancia del apoyo, V_s será el menor de a) y b):

$$a) \quad V_s = A_v f_y \sen \alpha \quad (5.5.3.7.2.a)$$

$$b) \quad V_s = 0.25 \sqrt{f'_c} b_w d; \quad (V_s = 0.75 \sqrt{f'_c} b_w d) \quad (5.5.3.7.2.b)$$

5.5.3.7.3 Si el refuerzo por cortante consiste en una serie de barras paralelas dobladas o de grupos de barras paralelas dobladas a distintas distancias del apoyo, V_s se calculará con la ec. 5.5.3.6.1.a.

5.5.3.8 Elementos sin refuerzo por cortante

5.5.3.8.1 En los elementos estructurales en los que el Proyectista considere que por razones constructivas no sea posible colocar refuerzo por cortante, como zapatas o losas de peraltes grandes, la fuerza cortante podrá ser resistida únicamente por el concreto, pero su contribución se deberá calcular según 5.5.3.2.1.

5.5.3.8.2 Se exceptuará de colocar refuerzo transversal a elementos apoyados de manera continua, como el caso de muros de contención.

5.5.3.9 Cortante biaxial

5.5.3.9.1 Se permitirá despreciar la interacción entre fuerzas cortantes que actúan a lo largo de ejes ortogonales si se cumple con la ec. 5.5.3.9 a o con la ec. 5.5.3.9 b.

$$\frac{V_{u,x}}{F_R V_R} \leq 0.5 \quad (5.5.3.9.a)$$

$$\frac{V_{u,y}}{F_R V_R} \leq 0.5 \quad (5.5.3.9.b)$$

Si $\frac{V_{u,x}}{F_R V_R} > 0.5$ y $\frac{V_{u,y}}{F_R V_R} > 0.5$ deberá cumplirse con la ec. 5.5.3.9.c.

$$\frac{V_{u,x}}{F_R V_R} + \frac{V_{u,y}}{F_R V_R} \leq 1.5 \quad (5.5.3.9.c)$$

Comentario:

En el tema de la resistencia a fuerza cortante, se incorporan cambios significativos en esta edición de la NTC-Concreto. El primero de ellos es el uso de los términos “fuerza cortante en una dirección” y “fuerza cortante en dos direcciones”. El primero se utiliza para referirse a elementos que se analizan y diseñan en un plano. En este caso, se supone que las acciones y la resistencia a fuerza cortante de los elementos en una dirección son independientes de las acciones y de su resistencia en la dirección perpendicular. Las vigas y columnas de un marco plano son un ejemplo de este caso, ya que las fuerzas cortantes y sus resistencias a cortante se calculan independientemente de las acciones y resistencias en las vigas y columnas del marco perpendicular. El término “fuerza cortante en dos direcciones” se utiliza para estructuras en las que las acciones tienen que considerarse en dos o más planos en forma simultánea, como sucede al revisar el cortante por penetración en losas y zapatas conectadas a columnas. Para calcular la distribución de esfuerzos cortantes alrededor de la columna, como en la figura C6.7.4.4, hay que considerar simultáneamente los momentos M_x y M_y . El primer caso, en una dirección, se cubre en 5.5 y el segundo, en dos direcciones, en 5.6.

Las disposiciones sobre fuerza cortante de las NTC Concreto hasta 2017 están basadas en las del ACI CODE-318, las cuales, a su vez, lo están en el Informe del Comité ACI-ASCE 326 de 1962. Estas disposiciones habían permanecido casi sin cambios desde la edición 1963 del Reglamento ACI 318. Sin embargo, desde hace varias décadas, ha habido cuestionamientos a las hipótesis en que se basan estas disposiciones, ha habido importantes estudios teóricos sobre el tema, se han acumulado y procesado evidencias experimentales muy numerosas, y los códigos de otros países han estado incorporando estos avances. Tomando esto en cuenta, el Instituto Americano del Concreto llevó a cabo un trabajo de gran envergadura para modificar las disposiciones reglamentarias sobre fuerza cortante, las cuales fueron incorporadas en la versión 2019 del Reglamento ACI 318. Una descripción de este trabajo puede encontrarse en Kuchma et al. (2019) y en Belarbi et al. (2017). Las ecuaciones de 5.5.3.1.1 y 5.5.3.2.1 reflejan algunos de los principales hallazgos de este estudio. Por ejemplo, se pudo cuantificar el efecto del tamaño de los elementos, pero se encontró que, con las disposiciones sobre refuerzo mínimo por cortante, este efecto resultaba despreciable. También se encontró que el efecto de la relación M/Vd que aparecía en ediciones anteriores no era muy importante, por lo que se eliminó, y que se podía conservar el esfuerzo cortante resistente como $0.5\sqrt{f_c}$, (en kg/cm^2) que se ha usado por mucho tiempo. Tomando en cuenta los factores anteriores, se modificaron también las disposiciones sobre fuerza cortante de la NTC-Concreto.

El inciso 5.5.3.9 es también nuevo en esta Norma. Se incorporó para tomar en consideración los casos en que una columna debe resistir fuerzas cortantes que actúan en dos ejes ortogonales. Se ha visto que considerar las fuerzas cortantes independientemente a lo largo de cada eje centroidal puede no ser conservador. Es una disposición reglamentaria similar a la de 5.4.1.1 para el caso de flexión.

Una diferencia importante entre esta Norma y el ACI CODE-318-19 es que en la primera no se permite prescindir de un área mínima de refuerzo por cortante, excepto en los casos señalados en 5.5.3.8 y 6.3.5.4.1; mientras que, en el segundo, también se permite cuando V_u es menor que $V_{cr}/2$. La razón de requerir un área mínima de refuerzo por cortante es dotar a los elementos sujetos a sismos de mayor resistencia y capacidad de deformación. Debe observarse que cuando no existe refuerzo por cortante, la ecuación para calcular V_{cr} toma en cuenta el efecto del tamaño de los miembros estructurales, a través de un parámetro λ_s ; a mayor tamaño, menor resistencia. Este efecto

había sido señalado por varios investigadores, pero hasta ahora fue incorporado en forma cuantitativa tanto al ACI como a la Norma. En la formulación adoptada, el concepto de V_{cR} ha cambiado; ha dejado de ser la fuerza cortante resistente al agrietamiento y se ha sustituido por el valor que mejor se aproxima a resultados experimentales.

En la NTC-Concreto, desde la edición de 1977, se habían presentado dos ecuaciones básicas para calcular la contribución del concreto a la resistencia a cortante, que dependían de si el porcentaje de acero para flexión era mayor o menor de 0.01 (modificado después a 0.015 en la versión de 2004). Esta diferencia ya no existe en la presente edición. En la edición 2017, también se presentaban dos métodos para calcular la fuerza cortante que toma el concreto. En la presente edición ya no existe esta diferencia.

5.6 Fuerza cortante en dos direcciones

5.6.1 Requisitos generales

5.6.1.1 Las resistencias de diseño a cortante en dos direcciones se deberán calcular en términos de esfuerzos y no de fuerzas, como las resistencias a flexión y cortante en una dirección.

5.6.1.2 Los esfuerzos resistentes de diseño deberán ser menores o iguales a los esfuerzos producidos por las cargas factorizadas (véase 6.7.4.4). Ambos esfuerzos se calcularán en las secciones críticas especificadas en 5.6.3.

5.6.1.3 La resistencia de diseño, v_R , será la suma de las resistencias del concreto y, en su caso, del acero de refuerzo para cortante, como se expresa en la ec. 5.6.1.3:

$$v_R = v_{cR} + v_{sR} \quad (5.6.1.3)$$

5.6.1.4 La resistencia de diseño, v_{cR} , para miembros sin refuerzo a cortante se calculará como se especifica en 5.6.2.1.

5.6.1.5 Las resistencias de diseño, v_{cR} y v_{sR} , de miembros con refuerzo para cortante se calcularán como se especifica en 5.6.2.2.1 y 5.6.2.2.2, respectivamente. El refuerzo para cortante puede consistir en estribos cerrados o pernos con cabeza.

5.6.1.6 Sólo se podrá usar refuerzo para cortante en forma de estribos cerrados en losas cuyo peralte sea por lo menos 150 mm o 16 veces el diámetro de los estribos, el que sea mayor.

5.6.1.7 Para calcular v_{cR} y v_{sR} , d será el promedio de los peraltes efectivos en las dos direcciones ortogonales.

5.6.1.8 En elementos presforzados sometidos a fuerza cortante en dos direcciones, d no tendrá que ser tomado menor que $0.8h$.

5.6.1.9 El factor de resistencia F_R para cortante en dos direcciones en losas planas sujetas a acciones permanentes, variables y sismo se tomará como se indica en la tabla 3.8.2.1.

5.6.2 Resistencias de diseño

5.6.2.1 Resistencia de miembros presforzados y no presforzados sin refuerzo para cortante

5.6.2.1.1 Los esfuerzos cortantes resistentes para cortante en dos direcciones v_{cR} en miembros no presforzados y sin refuerzo para cortante serán los indicados en la tabla 5.6.2.1.1.

Tabla 5.6.2.1.1 – Esfuerzos resistentes de diseño v_{cR} para cortante en dos direcciones sin presfuerzo y sin refuerzo para cortante

	v_{cR}	
El menor de a), b) y c)	$F_R 0.33 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$ $(F_R 1.0 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c})$	a)
	$F_R 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$ $(F_R 0.50 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c})$	b)
	$F_R 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$ $(F_R 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c})$	c)

λ_s es el factor de efecto de tamaño (ec. 5.5.3.2.1.b).

λ es el factor de reducción si se usa concreto de peso ligero que se tomará de 2.3.3.2.

β es la relación del lado largo al lado corto de la columna, carga concentrada o área de reacción.

$\alpha_s = 40$ para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina.

5.6.2.1.2 En elementos presforzados que trabajen en dos direcciones, se permitirá calcular v_{cR} usando 5.6.2.1.3 siempre que se satisfagan a) a c):

- a) Se suministra refuerzo adherido según 6.7.6.2.3 y 6.7.7.5.3
- b) Ninguna porción de la sección transversal de una columna está más cerca de un borde discontinuo que cuatro veces el espesor de la losa
- c) El esfuerzo efectivo de presfuerzo f_{pc} en cada dirección no es menor que 0.9 MPa (9 kg/cm²).

5.6.2.1.3 En elementos presforzados que trabajen en dos direcciones que cumplan 5.6.2.1.2, v_{cR} será el menor de a) y b):

$$a) v_{cR} = F_R \left[(0.29 \lambda_s \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) + V_p / (b_o d) \right] \quad (v_{cR} = F_R \left[(0.93 \lambda_s \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) + V_p / (b_o d) \right])$$

$$b) v_{cR} = F_R \left[\left(0.083 \left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc} \right) + V_p / (b_o d) \right]$$

$$\left(v_{cR} = F_R \left[\left(0.27 \left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc} \right) + V_p / (b_o d) \right] \right).$$

donde α_s se obtiene de 5.6.2.1.1; el valor de f_{pc} es el promedio de f_{pc} en las dos direcciones y que no deberá exceder 3.5 MPa (35 kg/cm²); V_p es la componente vertical de las fuerzas efectivas de presfuerzo que cruzan la sección crítica, y el valor de $\sqrt{f'_c}$ no deberá exceder 6 MPa (19 kg/cm²).

5.6.2.2 Resistencia de miembros con refuerzo por cortante

5.6.2.2.1 El esfuerzo resistente de diseño, v_R , será la suma del esfuerzo resistente del concreto, v_{cR} , como se especifica en 5.6.2.2.2, y del esfuerzo resistente del refuerzo, v_{sR} , como se especifica en 5.6.2.2.3 si el refuerzo es a base de estribos cerrados, y 5.6.2.2.4 si el refuerzo es a base de pernos con cabeza.

$$v_R = v_{cR} + v_{sR} \tag{5.6.2.2.1}$$

5.6.2.2.2 El esfuerzo resistente del concreto, v_{cR} , tendrá los valores incluidos en la tabla 5.6.2.2.2.

Tabla 5.6.2.2.2 – Esfuerzos resistentes de diseño v_{cR} para losas y zapatas no presforzadas con refuerzo por cortante

Tipo de refuerzo	Secciones críticas	v_{cR}		
Estribos cerrados	Todas	$F_R 0.17 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$ $(F_R 0.50 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c})$		a)
Pernos con cabeza	Dentro de la zona con refuerzo para cortante. Línea verde en la fig. 5.6.3.2.2	Menor de b), c) y d)	$F_R 0.25 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$ $(F_R 0.80 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c})$	b)
			$F_R 0.17 (1 + 2/\beta) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$ $(F_R 0.50 (1 + 2/\beta) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c})$	c)
			$F_R 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$ $(F_R 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c})$	d)
	Fuera de la zona con refuerzo para cortante. Línea roja en la fig. 5.6.3.2.2	$F_R 0.17 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$ $(F_R 0.50 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c})$		e)

5.6.2.2.3 Se permitirá tomar $\lambda_s=1.0$ si se satisfacen a) y b):

- a) Los estribos están diseñados y detallados de conformidad con 6.7.7.6 y $A_v/s \geq F_R 0.17 \sqrt{f'_c} b_o / f_{yt}$ ($A_v/s \geq F_R 0.50 \sqrt{f'_c} b_o / f_{yt}$)
- b) Los pernos con cabeza con fuste liso y con una longitud que no excede 250 mm están diseñados y detallados de acuerdo con 6.7.7.7 y $A_v/s \geq F_R 0.17 \sqrt{f'_c} b_o / f_{yt}$ ($A_v/s \geq F_R 0.50 \sqrt{f'_c} b_o / f_{yt}$).

5.6.2.2.4 En elementos que resisten fuerza cortante en dos direcciones y con refuerzo por cortante, el peralte efectivo se seleccionará tal que v_u calculado en las secciones críticas no exceda los valores de la tabla 5.6.2.2.4.

Tabla 5.6.2.2.4 – Valor máximo de v_u en elementos en dos direcciones con refuerzo por cortante

Tipo de refuerzo por cortante	Valor máximo de v_u en secciones críticas definidas en 5.6.3.1	
Estribos	$F_R 0.5 \sqrt{f'_c}$ $(F_R 1.5 \sqrt{f'_c})$	a)
Pernos con cabeza	$F_R 0.7 \sqrt{f'_c}$ $(F_R 2.0 \sqrt{f'_c})$	b)

5.6.2.2.5 Si el refuerzo consiste en estribos cerrados, el esfuerzo resistente se calculará con la ec. 5.6.2.2.5, en donde A_v es el área de las ramas verticales de todos los estribos cerrados comprendidos dentro de la línea periférica de la sección crítica más cercana a la columna (línea verde en las figs. 5.6.3.1.1 a), b) y c)), b_o es el perímetro de esta sección y s es la separación de los estribos, de acuerdo con 6.7.7.6.4:

$$v_{SR} = \frac{F_R A_v f_{yt}}{b_o s} \quad (5.6.2.2.5)$$

5.6.2.2.6 Si el refuerzo consiste en pernos con cabeza, el esfuerzo resistente se calculará con la ec. 5.6.2.2.6, en donde A_v es el área de los fustes de todos los pernos comprendidos dentro de la línea periférica de la sección crítica más cercana a la columna:

$$v_{SR} = \frac{F_R A_v f_{yt}}{b_o s} \quad (5.6.2.2.6)$$

5.6.2.2.6.1 La altura, la ubicación y la separación de los pernos deben cumplir con lo indicado en 6.7.7.7.

5.6.2.2.6.2 Los pernos con cabeza y sus ensamblajes deberán cumplir con 2.4.3.

5.6.2.2.6.3 Cuando se utilicen pernos con cabeza, se deberá cumplir la ec. 5.6.2.2.6.3, donde f_{yt} deberá satisfacer con 2.4.3.2:

$$\frac{A_v}{s} \geq 0.17 \sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_{yt}} \quad (5.6.2.2.6.3)$$

$$\left(\frac{A_v}{s} \geq 0.50 \sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_{yt}} \right)$$

5.6.3 Secciones críticas

5.6.3.1 Secciones críticas para cortante en miembros sin refuerzo por cortante

5.6.3.1.1 Para cortante en dos direcciones, cada una de las secciones críticas que se investigue deberá estar localizada de modo que su perímetro b_o sea mínimo y no habrá necesidad de localizarla a una distancia menor que $d/2$ de las secciones descritas en a) y b). Los esfuerzos resistentes v_{SR} en esta sección se calcularán de acuerdo con 5.6.2.1.

- a) Los bordes o las esquinas de las columnas, pedestal, cargas concentradas o áreas de reacción
- b) Los cambios de espesor de la losa o zapatas, tales como los bordes de capiteles, ábacos o ábacos de cortante.

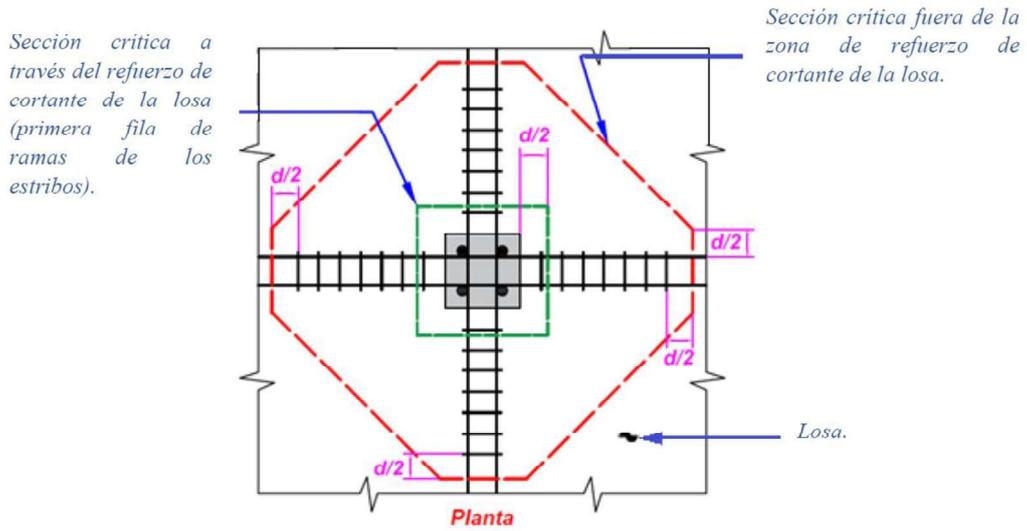
5.6.3.1.2 Para columnas, pedestales cargas concentradas o áreas de reacción cuadradas o rectangulares, se permitirá calcular las secciones críticas para cortante en dos direcciones de acuerdo con 5.6.3.1.1.a y 5.6.3.1.1.b suponiendo lados rectos y con una forma geoméricamente similar.

5.6.3.1.3 En las secciones críticas para cortante en dos direcciones de acuerdo con 5.6.3.1.1.a y 5.6.3.1.1.b, se permitirá considerar las columnas o pedestales de forma circular o de polígono regular suponiendo una columna cuadrada de área equivalente.

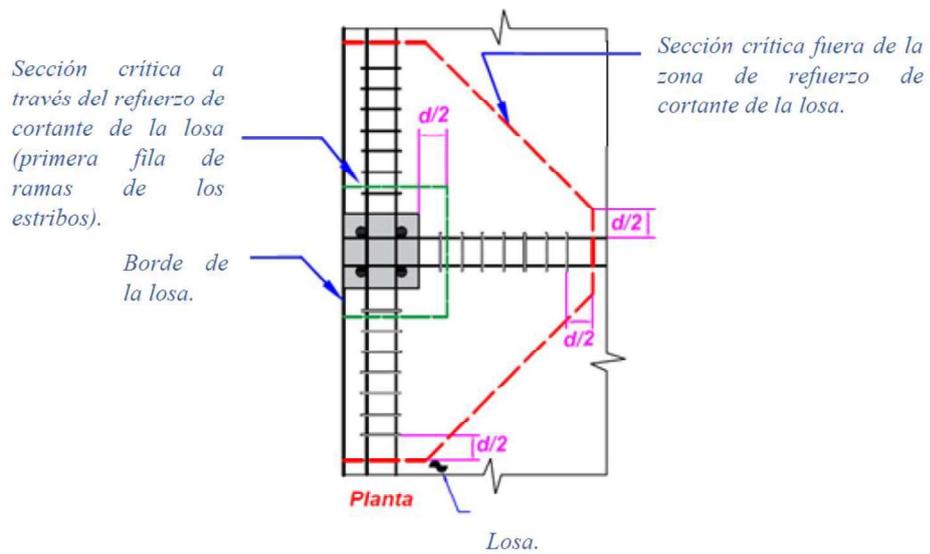
5.6.3.2 Secciones críticas para cortante en dos direcciones en miembros con refuerzo por cortante

5.6.3.2.1 Se revisará la sección crítica definida en 5.6.3.1.1 con los esfuerzos resistentes especificados en la tabla 5.6.2.2.2.

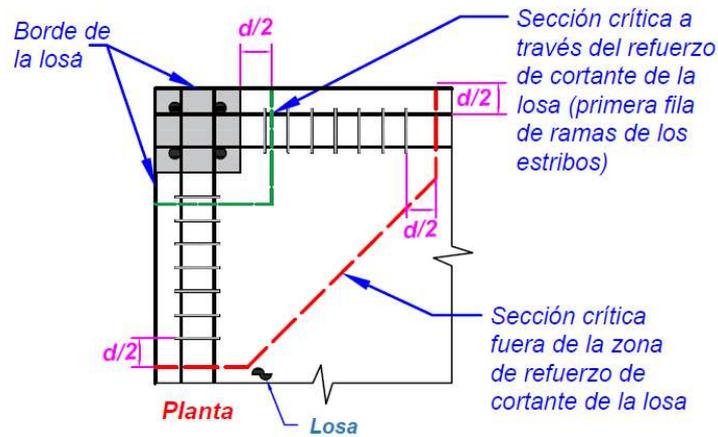
5.6.3.2.2 Para miembros en dos direcciones reforzados con pernos con cabeza como refuerzo a cortante o estribos de una o varias ramas, también se deberá revisar la sección crítica con perímetro b_o ubicado $d/2$ fuera de la línea periférica más externa del refuerzo por cortante. La forma de esta sección crítica debe ser un polígono seleccionado para minimizar b_o (fig. 5.6.3.2.2). Se revisarán como si fuesen losas sin refuerzo por cortante (véanse los incisos a) y e) de la tabla 5.6.2.2.2, según el tipo de refuerzo por cortante).



a) Secciones críticas para cortante en dos direcciones para columnas interiores



b) Secciones críticas para cortante en dos direcciones para columnas de borde



c) Secciones críticas para cortante en dos direcciones en columnas de esquina

Figura 5.6.3.2– Secciones críticas para cortante en dos direcciones en losas y zapatas con refuerzo a cortante en forma de estribos cerrados

5.6.3.1 Efecto de aberturas en secciones críticas

5.6.3.3.1 Si en una losa o zapata hay aberturas que disten de una carga o reacción concentradas menos de $4h$, donde h es el peralte del elemento (incluyendo capitel, ábaco o ábaco de corte), o cuando la abertura se localice en una franja de columnas, como se define en 3.5.1.4, no se considerará efectiva la parte de la sección crítica comprendida entre las rectas tangentes a la abertura y concurrentes en el centroide del área cargada (fig. 5.6.3.3.1, donde con línea interrumpida se ilustra el perímetro efectivo).

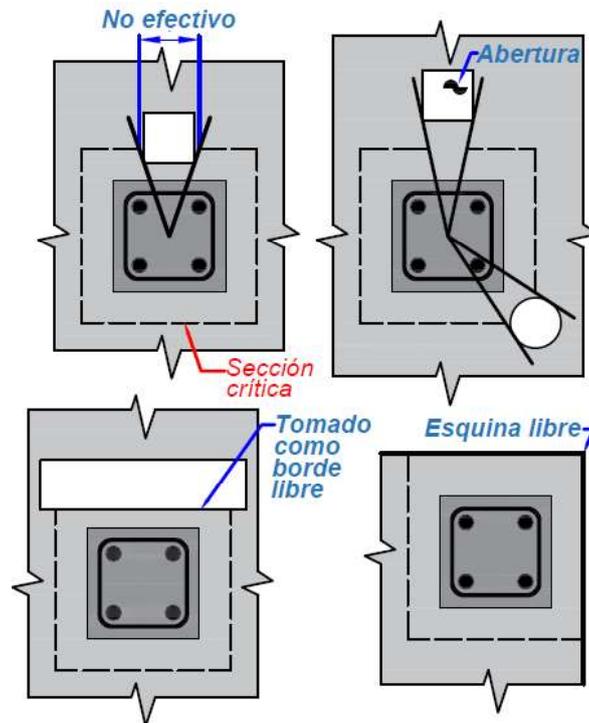


Figura 5.6.3.3.1 – Efecto de aberturas y bordes libres en el perímetro efectivo de una losa o zapata (el perímetro efectivo se muestra con líneas interrumpidas). Las aberturas mostradas están localizadas a no más de $4h$ del perímetro de la columna

Comentario:

En esta sección tanto las acciones producidas por las fuerzas externas como las resistencias de los elementos, están en términos de esfuerzos y no de fuerzas. Esto se debe a que en la determinación de los esfuerzos de diseño para cortante en dos direcciones intervienen tanto las fuerzas cortantes como los momentos flexionantes que se transmiten entre columna y losa. Resulta, entonces, más sencillo trabajar con esfuerzos que con fuerzas.

Obsérvese también que el esfuerzo cortante resistente del concreto en losas con refuerzo es menor que el esfuerzo cortante resistente en losas sin refuerzo (tablas 5.6.2.1.1 y 5.6.2.2.2). Esto se debe a que se ha comprobado que después del primer agrietamiento por tensión diagonal, que ocurre aproximadamente a la mitad de la resistencia de elementos sin refuerzo por cortante, el refuerzo toma toda la carga adicional (Hawkins, 1974). También se ha observado que el esfuerzo cortante resistente del concreto es mayor cuando se usan pernos de cortante que cuando se usan estribos (Elgabry y Ghali, 1987).

Se incorpora por primera vez en esta Norma la posibilidad de usar pernos lisos con cabeza como refuerzo para cortante en dos direcciones. Este tipo de refuerzo se ha usado ampliamente en otros países, pero muy poco en México, debido en parte a su baja disponibilidad en el mercado. Se espera que al incluir requisitos de diseño específicos se promueva su utilización. Básicamente el procedimiento de diseño consiste en sustituir el área de las ramas verticales de los estribos por el área de los fustes de los pernos, pero hay requisitos de ubicación y separación que deben cumplirse para asegurar un buen comportamiento. Se ha visto que los pernos tienen menor deslizamiento que los estribos dentro del concreto y que, por lo tanto, las grietas por cortante son más delgadas. Las disposiciones típicas de ensamblajes de pernos con cabeza se ilustran en la fig. C6.7.7.7.

5.7 Fuerza cortante por fricción**5.7.1 Requisitos generales**

5.7.1.1 Estas disposiciones se aplicarán en secciones donde rige el cortante directo y no la tensión diagonal. En tales casos, se necesita refuerzo que deberá estar uniformemente distribuido en la sección definida por el plano crítico.

5.7.1.2 El refuerzo de cortante por fricción deberá estar anclado a ambos lados del plano crítico de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en el plano mencionado de conformidad con 14.4.

5.7.2 Resistencia de diseño por cortante por fricción

5.7.2.1 La resistencia a fuerza cortante por fricción, V_R , se calculará con la ec. 5.7.2.1 usando los valores del coeficiente de fricción, μ , de la tabla 5.7.2.1. En la ec. 5.7.2.1, f_y no se supondrá mayor que 420 MPa (4 200 kg/cm²), sin importar el grado del acero.

$$V_R = F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u) \quad (5.7.2.1)$$

Tabla 5.7.2.1 – Coeficiente de fricción μ

Estado de la superficie de contacto	Coeficiente de fricción μ ^[1]	
Concreto construido monolíticamente	1.4 λ	a)
Concreto colado contra concreto endurecido limpio y libre de lechada, que tenga rugosidades con amplitud total de 6 mm o más, y que el acero esté limpio y sin pintura	1.0 λ	b)
Concreto colado contra concreto endurecido limpio y libre de lechada que no se haya hecho intencionalmente rugoso	0.6 λ	c)
Concreto colado contra acero estructural tal como fue laminado, sin pintar y con el cortante transferido a través de la superficie de contacto por medio de pernos con cabeza o por medio de barras o alambres corrugados soldados	0.7 λ	d)

^[1] $\lambda = 1.0$ para concreto de peso normal. Para concretos ligeros, λ se calculará de acuerdo con 2.3.3.2.2, pero no deberá ser mayor que 0.85.

5.7.2.2 Si el refuerzo de cortante por fricción es inclinado con respecto al plano de cortante y la fuerza de cortante induce tensión en el refuerzo de cortante por fricción, V_R en el plano de cortante se calculará según la ec. 5.7.2.2, donde α es el ángulo entre el refuerzo de cortante por fricción y el plano de cortante supuesto y μ es el coeficiente de fricción según la tabla 5.7.2.1:

$$V_R = F_R A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (5.7.2.2)$$

5.7.2.3 La resistencia nominal, calculada como V_R/F_R , no deberá exceder las fuerzas máximas indicadas en la tabla 5.7.2.3.

Tabla 5.7.2.3 – Valores máximos de V_R/F_R

Condición	V_R/F_R máximo		
Concreto colado monolíticamente contra concreto endurecido con rugosidades de aproximadamente 6 mm	El menor valor de a), b) y c)	$F_R 0.2 f_c' A_c$ ($F_R 0.2 f_c' A_c$)	a)
		$F_R (3.3 + 0.08 f_c') A_c$ ($F_R (34 + 0.08 f_c') A_c$)	b)
		$F_R 11 A_c$ ($F_R 110 A_c$)	c)
Otros casos	El menor de d) y e)	$F_R 0.2 f_c' A_c$ ($F_R 0.2 f_c' A_c$)	d)
		$F_R 5.5 A_c$ ($F_R 55 A_c$)	e)

5.7.2.4 Se permitirá añadir la compresión neta permanente a través del plano de corte a la fuerza en el refuerzo de cortante por fricción, $A_{vf} f_y$, para calcular el A_{vf} requerido.

5.7.2.5 Cuando haya tensiones normales al plano crítico, sea por tensión directa o por flexión, el área de refuerzo requerido para resistir esas tensiones se deberá añadir a A_{vf} .

Comentario:

En 5.7.2.4 se permite añadir la compresión neta permanente para calcular el acero de refuerzo de cortante por fricción. Esta fuerza de compresión proviene de la combinación de carga para la cual ocurre la fuerza cortante última. Se ha de cuidar que el factor de carga que se use sea consistente con la menor carga de compresión neta permanente posible.

5.8 Torsión

5.8.1 Requisitos generales

5.8.1.1 Las disposiciones de esta sección son aplicables a tramos de elementos estructurales sujetos a torsión cuya longitud no sea menor que $2h$ del miembro. Las secciones situadas a menos de d de la cara del apoyo pueden dimensionarse para la torsión que actúa en d .

5.8.1.2 Se entenderá por elemento con sección transversal hueca a aquél que tiene uno o más huecos longitudinales, de tal manera que $A_g/A_{cp} < 0.95$. El área A_g en una sección hueca es sólo el área del concreto y no incluye el área de los huecos; su perímetro es el mismo que el de A_{cp} , que es el área de la sección transversal incluida en el perímetro exterior del elemento de concreto, p_{cp} .

5.8.1.3 En el cálculo de A_g , A_{cp} y p_{cp} , en elementos colados monolíticamente con la losa, se deberán incluir los tramos de losa de acuerdo con a) y b) (véase fig. 5.8.1.2.a):

- a) El ancho del patín incluirá la porción de la losa, a cada lado de la viga, que se extienda a una distancia igual a la mayor de las proyecciones de la viga arriba o debajo de la losa, pero no mayor que $4t$
- b) Se despreciarán los patines cuando el parámetro A_{cp}^2/p_{cp} en secciones sólidas o A_g^2/p_{cp} en secciones huecas calculado para una viga con patines sea menor que el calculado para la misma viga sin patines.

El significado de los términos que aparecen en este párrafo se aclara en la fig. 5.8.1.2.b.

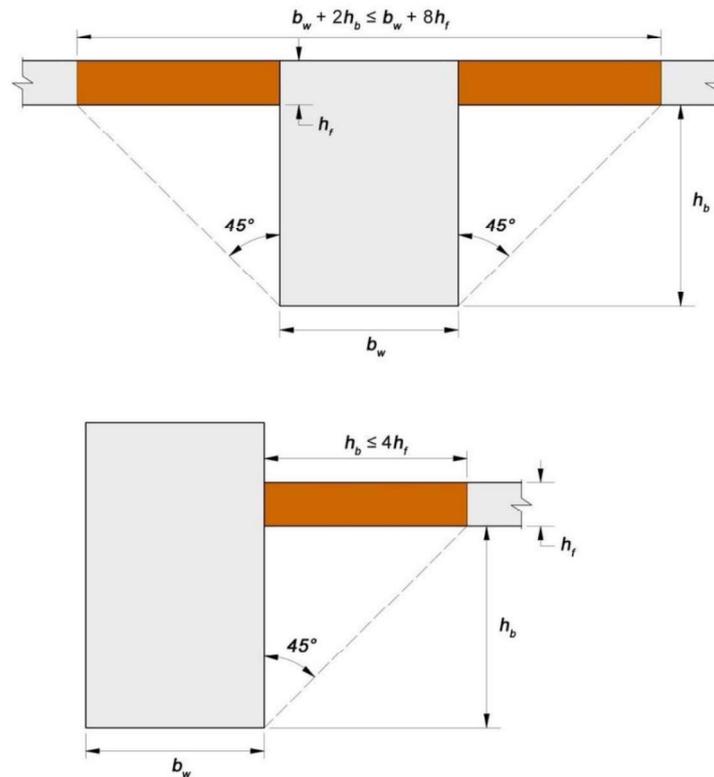


Figura 5.8.1.2.a - Ejemplos del tramo de losa que debe considerarse en el cálculo de A_{cp} y p_{cp}

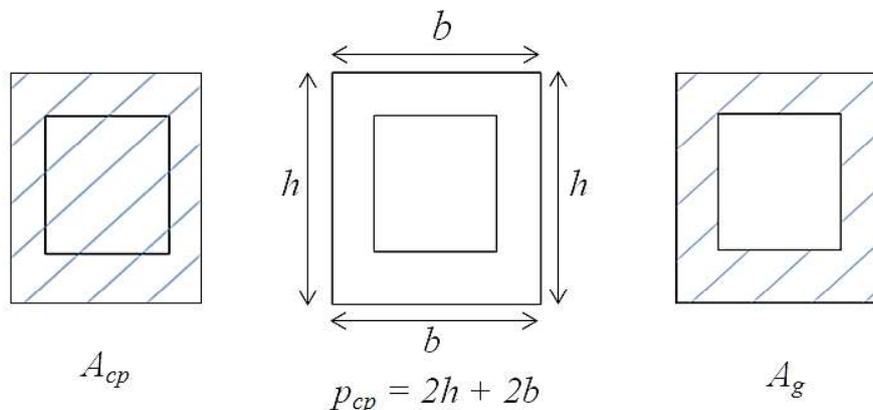


Figura 5.8.1.2.b – Términos usados en 5.8.1.2

5.8.2 Momento torsionante de diseño

5.8.2.1 Requisitos generales

5.8.2.1.1 Se distinguirán los cuatro casos señalados en a) a d):

- Si la torsión afecta directamente al equilibrio de la estructura, el análisis se hará conforme a lo estipulado en 5.8.2.2
- Si la torsión no afecta directamente al equilibrio porque puede haber una redistribución de momentos, se hará de acuerdo con 5.8.2.3
- Si la estructura pasa de una condición isostática a otra hiperestática por efecto de la torsión, se hará conforme a lo estipulado en 5.8.2.4
- Si los momentos torsionantes son menores que los umbrales establecidos en 5.8.2.5, se podrán despreciar.

5.8.2.1.2 En el análisis, se usará la sección no agrietada para calcular T_u .

5.8.2.1.3 Límites en la resistencia de materiales

5.8.2.1.3.1 El valor de f'_c usado para calcular T_{cr} y T_{ch} no deberá exceder 100 MPa (1 000 kg/cm²).

5.8.2.1.3.2 Los valores de f_y y f_{yt} usados para el refuerzo longitudinal y transversal por torsión no deberán exceder los límites establecidos en 2.4.2.2.4.

5.8.2.2 Casos en que la torsión afecta directamente al equilibrio

5.8.2.2.1 En estructuras en donde la resistencia a torsión se requiere para mantener el equilibrio (fig. 5.8.2.2.1), T_u será el momento torsionante que resulte del análisis, multiplicado por el factor de carga correspondiente.

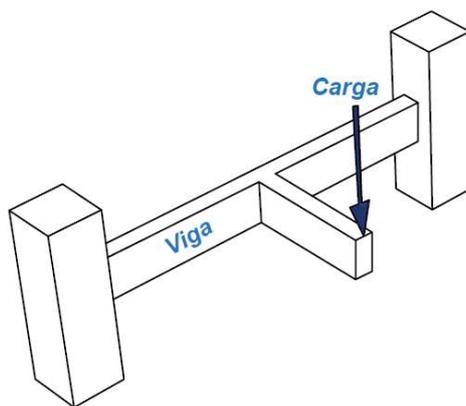


Figura 5.8.2.2.1 - La resistencia a torsión afecta directamente al equilibrio

5.8.2.3 Casos en que la torsión no afecta directamente el equilibrio

5.8.2.3.1 En estructuras en las que la resistencia a torsión no afecta directamente al equilibrio, es decir, en estructuras estáticamente indeterminadas donde puede ocurrir una reducción del momento torsionante en un miembro debido a la redistribución interna de fuerzas cuando el elemento se agrieta (fig. 5.8.2.3.1), T_u puede reducirse a T_{cr} , donde el momento torsionante de agrietamiento T_{cr} se toma de la tabla 5.8.2.3.1 modificando los valores de las fuerzas cortantes y momentos flexionantes de manera que se conserve el equilibrio. P_u se toma positiva si está en compresión y negativa si está en tensión.

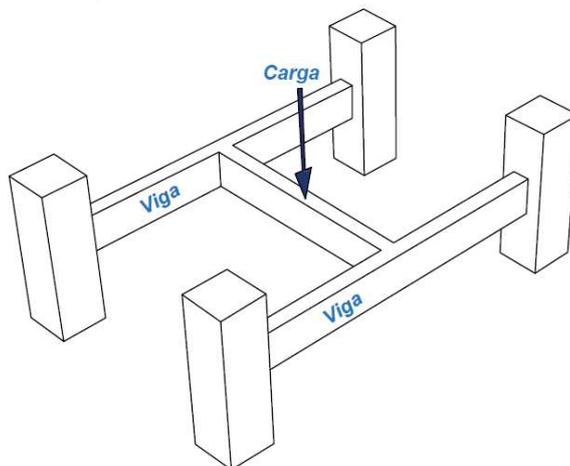


Fig. 5.8.2.3.1 - La resistencia a torsión no afecta directamente al equilibrio

Tabla 5.8.2.3.1 - Momentos torsionantes de agrietamiento T_{cr}

Tipo de miembro	T_{cr}	
Sin presfuerzo	$T_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$ $\left(T_{cr} = \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \right)$	a)
Presforzado	$T_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33 \sqrt{f'_c}}}$ $\left(T_{cr} = \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{1.1 \sqrt{f'_c}}} \right)$	b)
Sin presfuerzo con carga axial	$T_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{P_u}{0.33 A_g \sqrt{f'_c}}}$ $\left(T_{cr} = \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{P_u}{1.1 A_g \sqrt{f'_c}}} \right)$	c)

5.8.2.4 Casos en que la estructura pasa de una condición isostática a otra hiperestática

5.8.2.4.1 Cuando en una estructura se presente una condición isostática y, posteriormente, la posibilidad de una redistribución interna de fuerzas (condición hiperestática), T_u será el indicado en la ec. 5.8.2.4.1, donde T_{ui} y T_{uh} son los momentos torsionantes de diseño para las condiciones isostática e hiperestática, respectivamente.

$$T_u = T_{ui} + T_{uh} \tag{5.8.2.4.1}$$

5.8.2.5 Casos en que puede despreciarse la torsión

5.8.2.5.1 Se aceptará despreciar los efectos de torsión en un elemento si $T_u < F_R T_{ch}$, donde T_{ch} es el momento torsionante límite para despreciar efectos de torsión y se calcula según las tablas 5.8.2.5.1.a y 5.8.2.5.1.b para secciones macizas y huecas, respectivamente.

Tabla 5.8.2.5.1.a – Umbrales de torsión para secciones macizas

Tipo de miembro	T_{ch}	
Sin presfuerzo	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$ $\left(0.27\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \right)$	a)
Presforzado	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{rc}}{0.33\sqrt{f'_c}}}$ $\left(0.27\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{rc}}{1.1\sqrt{f'_c}}} \right)$	b)
Sin presfuerzo con carga axial	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{P_u}{0.33A_g\sqrt{f'_c}}}$ $\left(0.27\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{P_u}{1.1A_g\sqrt{f'_c}}} \right)$	c)

Tabla 5.8.2.5.1.b – Umbrales de torsión para secciones huecas

Tipo de miembro	T_{ch}	
Sin presfuerzo	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{p_{cp}} \right)$ $\left(0.27\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \right)$	a)
Presforzado	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{rc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$ $\left(0.27\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{rc}}{1.0\lambda\sqrt{f'_c}}} \right)$	b)
Sin presfuerzo con carga axial	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{P_u}{0.33A_g\sqrt{f'_c}}}$ $\left(0.27\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{P_u}{1.0A_g\sqrt{f'_c}}} \right)$	c)

Comentario:

Se permiten despreciar los efectos de la torsión cuando ésta no excede aproximadamente un cuarto de la torsión de agrietamiento, T_{cr} . Este valor no produce una reducción significativa en las resistencias a flexión y cortante, ni en la de la propia torsión.

5.8.3 Resistencia a torsión

5.8.3.1 Dimensionamiento

5.8.3.1.1 Los elementos en los que no pueda despreciarse la torsión, tendrán las dimensiones mínimas de 5.8.3.1.2 y el refuerzo por torsión diseñado según 5.8.3.2.

5.8.3.1.2 Las dimensiones de la sección transversal de un elemento sometido a torsión deben ser tales que se cumplan las ecs. 5.8.3.1.2.a y 5.8.3.1.2.b, para elementos de sección transversal maciza y hueca, respectivamente:

a) Para elementos de sección transversal maciza:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq F_R \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.67 \sqrt{f'_c}\right)$$

$$\left(\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq F_R \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2 \sqrt{f'_c}\right)\right)$$
(5.8.3.1.2.a)

b) Para elementos de sección transversal hueca:

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \leq F_R \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.67 \sqrt{f'_c}\right)$$

$$\left(\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \leq F_R \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2 \sqrt{f'_c}\right)\right)$$
(5.8.3.1.2.b)

donde p_h es el perímetro medido en el eje del estribo de refuerzo por torsión más alejado y A_{oh} es el área comprendida por p_h como se muestra en las zonas rayadas de la fig. 5.8.3.1.2.

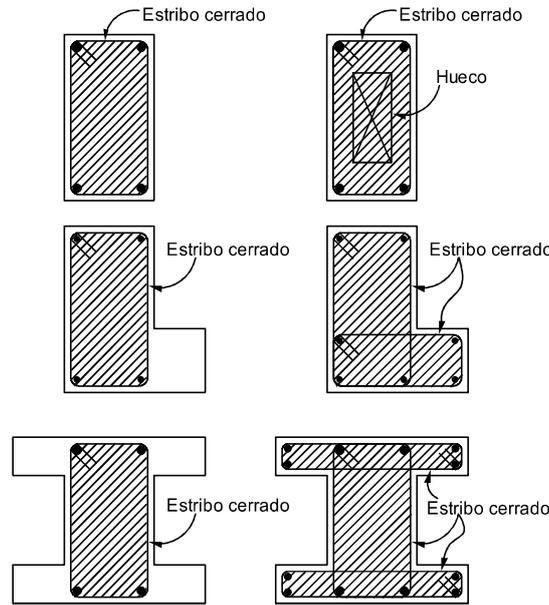


Figura 5.8.3.1.2 – Definición de A_{oh}

5.8.3.1.3 En elementos presforzados, el valor de d en 5.8.3.1.2 no deberá ser menor que $0.8h$.

5.8.3.1.4 Si el espesor de la pared de una sección transversal hueca varía a lo largo del perímetro de dicha sección, la ec. 5.8.3.1.2.b deberá evaluarse en la condición más desfavorable cuando el valor del primer término es máximo.

5.8.3.1.5 Si el espesor de la pared es menor que A_{oh}/p_h , se deberá usar la ec. 5.8.3.1.5:

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u}{1.7 A_{oh} t} \leq F_R \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.67 \sqrt{f'_c} \right) \tag{5.8.3.1.5}$$

$$\left(\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u}{1.7 A_{oh} t} \leq F_R \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2 \sqrt{f'_c} \right) \right)$$

donde t es el espesor de la pared de la sección transversal hueca en el punto que se está revisando.

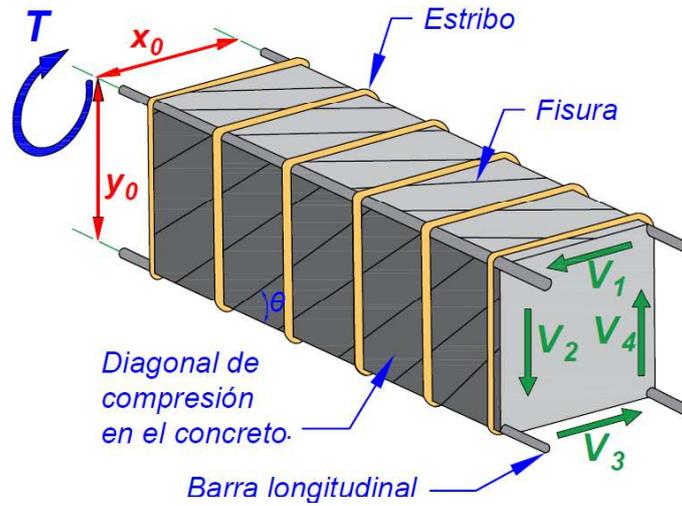
5.8.3.2 Refuerzo por torsión

5.8.3.2.1 El refuerzo por torsión consistirá en refuerzo transversal y en refuerzo longitudinal.

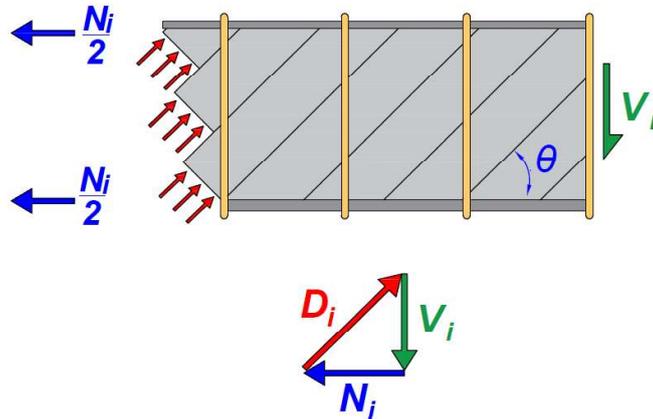
5.8.3.2.2 El área de estribos cerrados que forman el refuerzo transversal por torsión se calculará con la ec. 5.8.3.2.2:

$$A_t = \frac{T_u s}{F_R 2 A_o f_{yv} \cot \theta} \tag{5.8.3.2.2}$$

El ángulo θ que forman los puntales de compresión que se desarrollan en el concreto para resistir torsión (fig. 5.8.3.2.2), se deberá considerar entre 30 y 60 grados. A_t es el área de una rama del estribo cerrado que resiste torsión. Se permitirá tomar A_o igual a $0.85A_{oh}$.



a) Representación gráfica de la armadura espacial



b) Descomposición de la fuerza cortante V_i en una fuerza de compresión D_i y una fuerza de tensión axial N_i en una de las paredes del tubo

Figura 5.8.3.3.2 - Analogía de la armadura espacial para resistir torsión

5.8.3.2.3 El área de barras longitudinales para torsión, A_{st} , adicionales a las de flexión, no será menor que la calculada con la ec. 5.8.3.2.3:

$$A_{st} = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \cot^2 \theta \quad (5.8.3.2.3)$$

5.8.3.2.3.1 En las ecs. 5.8.3.2.2 y 5.8.3.2.3 se aceptará tomar el valor de θ como a) o b):

- a) 45 grados para elementos sin presfuerzo o miembros con $A_{ps} f_{se} < 0.4 (A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$
- b) 37.5 grados en elementos presforzados con $A_{ps} f_{se} \geq 0.4 (A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$

Comentario:

Dado que este modelo está basado en la analogía de la armadura espacial se requiere refuerzo vertical consistente en estribos cerrados y refuerzo longitudinal, para dar resistencia a la torsión. La Norma supone que el momento torsionante debe ser resistido por el refuerzo sin tomar en cuenta la resistencia a torsión del concreto. Vale la pena hacer notar que mientras menor sea el ángulo θ , menor es la cantidad de estribos requerida, mientras que la cantidad del acero longitudinal requerida aumenta.

En el inciso 14.7.2.5.3 se prohíbe el uso de refuerzo transversal anclado con cabezas para resistir fuerzas de torsión.

5.9 Aplastamiento

5.9.1 Resistencia al aplastamiento

5.9.1.1 La resistencia al aplastamiento B_R se calculará de acuerdo con la tabla 5.9.1.1, donde A_1 es el área cargada y A_2 es el área de la base inferior de una pirámide, cono o cuña inclinada contenida totalmente dentro del apoyo y que tiene su base superior igual al área cargada (véase la fig. 5.9.1.1). Los lados de la pirámide, cono o cuña tendrán una pendiente de 1:2 (vertical:horizontal).

Tabla 5.9.1.1 – Resistencia al aplastamiento

Geometría del área de apoyo	B_R		
La superficie de apoyo es más ancha en todos sus lados que el área cargada	El menor de a) y b)	$F_R \sqrt{A_2/A_1} 0.85f'_c A_1$	a)
		$2F_R 0.85f'_c A_1$	b)
Otros casos	$F_R 0.85f'_c A_1$		c)

5.9.1.2 La sección 5.9 no se aplicará en el diseño de zonas de anclaje para postensado, las cuales se diseñarán de conformidad con 14.9.

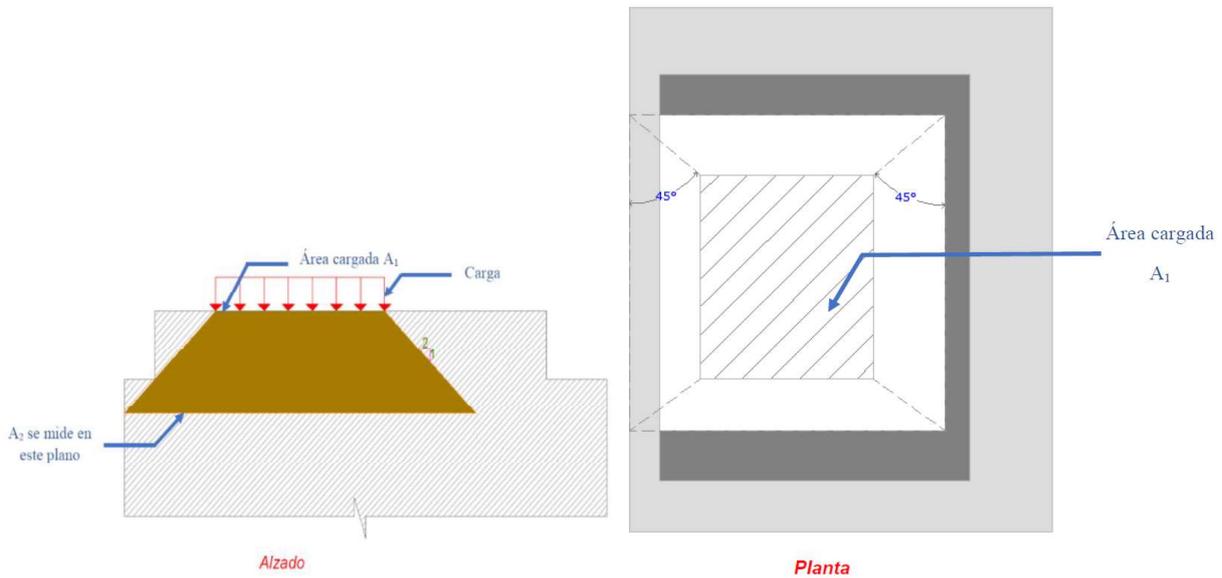


Figura 5.9.1.1 - Áreas para revisar el aplastamiento

6. ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD BAJA

6.1 Alcance

6.1.1 Este capítulo se aplicará al diseño de estructuras de ductilidad baja, incluidos:

- Vigas de estructuras de ductilidad baja (véase 6.3)
- Columnas de estructuras de ductilidad baja (véase 6.4)
- Muros de ductilidad baja (véase 6.5)
- Losas que trabajan en una sola dirección en estructuras de ductilidad baja (véase 6.6)
- Losas que trabajan en dos direcciones en estructuras de ductilidad baja (véase 6.7)
- Diafragmas en estructuras de ductilidad baja (véase 6.8)
- Uniones viga-columna y losa-columna de estructuras de ductilidad baja (véase 6.9)
- Conexiones entre elementos en estructuras de ductilidad baja (véase 6.10).

6.2 Requisitos generales

6.2.1 Materiales

6.2.1.1 Se deberá usar concreto Clase 1. La resistencia especificada f_c' del concreto deberá cumplir con los límites mínimos señalados en la tabla 6.2.1.1. Los límites de esta tabla serán aplicables a concretos de peso normal y ligeros.

Tabla 6.2.1.1 – Límites mínimos de f_c' en estructuras de ductilidad baja

Elementos estructurales	f_c' mínimo, MPa (kg/cm ²)
Cimentaciones	25 (250)
Vigas, columnas, muros, losas, diafragmas	25 (250)
Pilotes prefabricados no presforzados	30 (300)
Pilotes prefabricados presforzados	35 (350)

Comentario:

No se permite usar concreto estructural con resistencia a la compresión menor que 25 MPa (250 kg/cm²), excepto en el caso señalado en 2.2.3.

6.2.1.2 Las barras de refuerzo para estructuras de ductilidad baja deberán ser corrugadas y deberán cumplir con la tabla 2.4.2.2.4.a. El valor de f_y para diseño será el señalado en la tabla 2.4.2.2.4.a.

6.2.2 Resistencia requerida

6.2.2.1 La resistencia requerida se calculará a partir de las combinaciones de carga establecidas en NTC-Criterios.

6.2.2.2 La resistencia requerida se obtendrá según los procedimientos de análisis del Capítulo 3 de esta Norma.

6.2.3 Resistencia de diseño

6.2.3.1 Requisitos generales

6.2.3.1.1 Para cada combinación de carga factorizada se cumplirá con a) a e). Se deberá considerar la interacción entre los efectos de las cargas:

- $MR \geq Mu$
- $VR \geq Vu$
- $TR \geq Tu$
- $PR \geq Pu$
- $BR \geq Bu$

6.2.3.1.2 Para el cálculo de las resistencias de diseño, F_R se obtendrá de la tabla 3.8.2.1.

6.2.3.2 Fuerza axial y momento

6.2.3.2.1 Si $P_u < 0.10 f_c' A_g$, M_R se calculará según 5.2.

6.2.3.2.2 Si $P_u \geq 0.10 f_c' A_g$, M_R se calculará según 5.3 para flexocompresión en una dirección y 5.4 para flexocompresión en dos direcciones.

6.2.3.3 Fuerza cortante

6.2.3.3.1 V_R se calculará según 5.5 para fuerza cortante en una dirección y 5.6 para fuerza cortante en dos direcciones.

6.2.3.4 Torsión

6.2.3.4.1 Si $T_u \leq F_R T_{ch}$, donde T_{ch} se calcule según 5.8.2.5.1, se aceptará despreciar los efectos de la torsión. No será necesario cumplir los requisitos mínimos de refuerzo de 6.3.5.5 ni los requerimientos de detallado de 6.3.7.5 y 6.3.7.6.3.

6.2.3.4.2 T_R se calculará con 5.8.

6.2.3.4.3 Se añadirá el refuerzo longitudinal y transversal requerido por torsión al necesario por V_u , M_u y P_u que actúen en combinación con la torsión.

6.2.4 Detallado del refuerzo de estructuras de ductilidad baja

6.2.4.1 Requisitos generales

6.2.4.1.1 El recubrimiento del acero de refuerzo será el establecido en 4.13.

6.2.4.1.2 La separación mínima del refuerzo será el requerido en 14.2.

6.2.4.1.3 Las longitudes de desarrollo del acero de refuerzo corrugado y del acero de presfuerzo se calcularán de acuerdo con 14.4.

6.2.4.1.4 Las longitudes de traslapes de barras corrugadas y de alambres corrugados y lisos se obtendrán según 14.5.

6.2.4.1.5 A lo largo de la longitud de desarrollo y del traslape de barras longitudinales con $f_y \geq 560 \text{ MPa}$ ($5\,600 \text{ kg/cm}^2$), se deberá suministrar refuerzo transversal tal que $K_{tr} \geq 0.5 d_b$.

6.2.4.1.6 Los paquetes de barras deberán satisfacer 14.6.

6.2.4.1.7 El detallado de vigas, columnas y muros deberá cumplir con lo requerido en 6.3, 6.4 y 6.5, respectivamente.

Comentario:

El cumplimiento con las recomendaciones establecidas sobre longitud de desarrollo permite que en toda sección crítica se puede alcanzar el esfuerzo especificado de fluencia en el acero a tensión y que, las grietas de tensión en el concreto que se forman por la interrupción del acero de refuerzo, se presenten alejadas de las secciones críticas. En el cálculo de la longitud de desarrollo es importante diferenciar entre la longitud disponible y la requerida. La primera se refiere al espacio útil para alojar el acero de refuerzo. Así, por ejemplo, si la viga de cimentación tiene un peralte de 500 mm, la longitud disponible será igual a 500 mm menos el recubrimiento inferior de la viga menos el diámetro de la barra de los estribos. La longitud de desarrollo requerida es la necesaria para alcanzar el esfuerzo especificado de fluencia y es igual a L_d . En ocasiones, como se señala en 14.11.1.2.b, la barra tiene que tener una longitud dada, digamos $L_d + d$. Esta dimensión es una longitud requerida que debe ser al menos igual a la de desarrollo requerida más d , y debe ser al menos igual a la disponible.

6.2.5 Elementos prefabricados

6.2.5.1 Las estructuras prefabricadas se diseñarán con los mismos criterios empleados para estructuras coladas en sitio, teniendo en cuenta las condiciones de carga que se presenten durante toda la vida útil de los elementos prefabricados, desde la fabricación, transporte y montaje de los mismos hasta la terminación de la estructura y su estado de servicio (véase Capítulo 13), así como las condiciones de restricción que den las conexiones, incluyendo la liga con la cimentación.

6.2.5.2 En los elementos estructurales de sección compuesta formados por prefabricados y colados en sitio se aplicarán los requisitos de 6.10.

6.2.5.3 Se deberá asegurar la integridad estructural de los sistemas prefabricados. Todos los miembros deberán estar conectados al SERCGFL y a sus miembros de soporte.

Comentario:

En estructuras prefabricadas puede suceder que las condiciones de seguridad críticas se presenten durante el transporte y el montaje de los elementos, por eso se señala explícitamente que se tome en cuenta esta situación.

6.3 Vigas de estructuras de ductilidad baja

6.3.1 Alcance

6.3.1.1 Los requisitos de esta sección se aplicarán a miembros que trabajan esencialmente a flexión y que forman parte de estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$). Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales que satisfagan la ec. 6.3.1.1:

$$P_u < \frac{f_c' A_g}{10} \quad (6.3.1.1)$$

6.3.1.2 Esta sección es aplicable al diseño de vigas presforzadas y no presforzadas, incluyendo las indicadas de a) a c):

- Vigas compuestas de concreto construidas en colados separados pero conectados de manera que la viga trabaje como una unidad
- Nervaduras y viguetas
- Vigas de gran peralte
- Vigas T o TT prefabricadas y presforzadas.

Comentario:

En caso de que las vigas estén sujetas a cargas axiales elevadas es recomendable tratarlas como columnas, tanto en términos de su refuerzo, como de los efectos de esbeltez que puedan exhibir.

6.3.2 Requisitos generales

6.3.2.1 El claro se contará a partir del centro del apoyo, siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario, el claro se contará a partir de la sección que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo. Para vigas monolíticas con sus apoyos, se tomará el claro libre.

6.3.2.2 La relación entre el peralte y el ancho de la sección transversal, h/b_w , no deberá exceder 6. Para valorar h/b_w en vigas T, L o I, se usará el ancho del alma, b_w .

6.3.2.3 Resistencia requerida a momento flexionante

6.3.2.3.1 En el dimensionamiento de vigas continuas monolíticas con sus apoyos, se aceptará usar M_u en el paño del apoyo.

6.3.2.3.2 Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se permitirá tomar la carga tributaria de la losa como carga lineal uniforme a lo largo de la viga.

6.3.2.4 Resistencia requerida a fuerza cortante

6.3.2.4.1 En vigas monolíticas con sus apoyos, para obtener la resistencia requerida en el apoyo se aceptará usar V_u calculado en el paño del apoyo.

6.3.2.4.2 Las secciones entre el paño del apoyo y una sección crítica ubicada a d del paño del apoyo en vigas no presforzadas, y a $h/2$ desde el paño del apoyo en vigas presforzadas, se aceptará que sean diseñadas para V_u en la sección crítica si se cumplen a) a c):

- a) La reacción en el apoyo, en la dirección de la fuerza cortante, produce compresión en el extremo de la viga
- b) Las cargas son aplicadas sobre o cerca de la cara superior de la viga
- c) No existen cargas concentradas entre el paño del apoyo y la sección crítica.

Comentario:

La grieta inclinada más cercana al apoyo de la viga se extenderá hacia arriba del paño del apoyo y alcanzando la zona de compresión a una distancia aproximadamente igual a d desde el paño (fig. C6.3.2.4.2.a). Si las cargas se aplican en la parte superior de la viga, los estribos que crucen la grieta sólo es necesario que resistan la fuerza cortante producida por las cargas que actúan más allá de d . Las cargas que se apliquen a la viga entre el paño del apoyo y una distancia d se transfieren directamente al apoyo por compresión en el alma arriba de la grieta. La Norma permite diseñar para una fuerza cortante factorizada V_u a una distancia igual a d desde el apoyo de vigas no presforzadas e igual a $h/2$ en vigas presforzadas.

En la fig. C6.3.2.4.2.b se muestran cargas que se aplican cerca de la cara inferior de la viga. En este caso, la sección crítica se toma en el paño del apoyo. Un ejemplo son vigas invertidas. Las cargas que actúen cerca del apoyo se transfieren a través de la grieta inclinada que se extiende hacia arriba del paño del apoyo. La fuerza cortante que actúa en la sección crítica incluye todas las cargas aplicadas debajo de la potencial grieta inclinada. En las figs. C6.3.2.4.2.c y C6.3.2.4.2.d se muestran casos comunes de apoyo donde se diseña para la fuerza cortante factorizada en una distancia d . En las figs. C6.3.2.4.2.e y C6.3.2.4.2.f se presentan casos donde la fuerza cortante de diseño se toma al paño del apoyo.

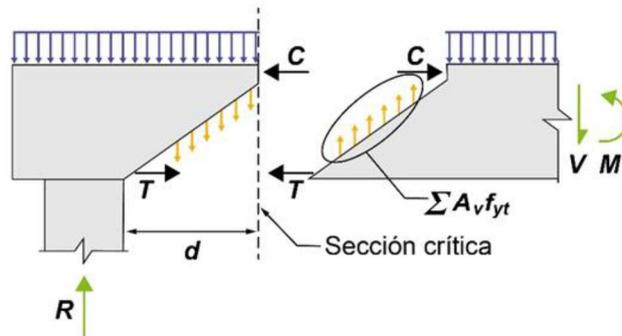


Figura C6.3.2.4.2.a – Diagramas de cuerpo libre cerca del apoyo de una viga (adaptada de ACI CODE-318-19)

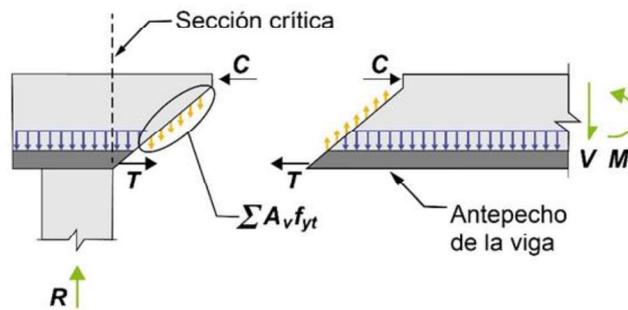
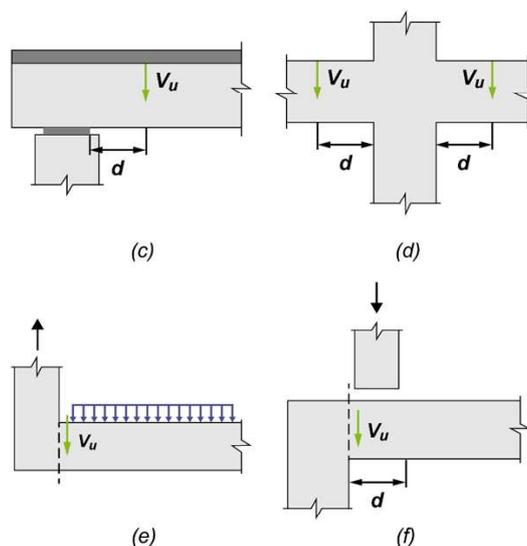


Figura C6.3.2.4.2.b – Ubicación de la sección crítica por fuerza cortante en una viga cargada cerca de su parte inferior (adaptada de ACI CODE-318-19)



Figuras C6.3.2.4.2.c a C6.3.2.4.2.f – Apoyos comunes para ubicar la carga factorizada de diseño V_u . (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.3.2.5 Resistencia requerida a momento torsionante

6.3.2.5.1 Se aceptará tomar la carga de torsión de una losa como distribuida uniformemente a lo largo de la viga, a menos que se haga un análisis más detallado.

6.3.2.5.2 En vigas monolíticas con sus apoyos, para la resistencia requerida en el apoyo se aceptará usar T_u calculado en el paño del apoyo.

6.3.2.5.3 Las secciones entre el paño del apoyo y una sección crítica ubicada a d del paño del apoyo en vigas no presforzadas, y a $h/2$ desde el paño del apoyo en vigas presforzadas, se aceptará que sean diseñadas para T_u en la sección crítica a menos que ocurra un momento torsionante concentrado en esta distancia. En este caso, la sección crítica se tomará como el paño del apoyo.

6.3.2.5.4 Se aceptará reducir T_u de acuerdo con 5.8.2.3.

Comentario:

Cuando una viga se conecte en la cara lateral de una viga principal cerca del apoyo de ésta, se aplica una fuerza cortante y un momento torsionante concentrados en la viga principal.

6.3.2.6 Conexiones con otros elementos

6.3.2.6.1 Las uniones viga-columna coladas en sitio deberán cumplir con 6.9.

6.3.2.6.2 Las conexiones de estructuras prefabricadas deberán satisfacer 6.10.

6.3.2.7 Pandeo lateral

6.3.2.7.1 Si la viga no está arriostrada lateralmente a todo lo largo, se deberán satisfacer a) y b):

- La separación entre arriostramientos laterales no excederá 35 veces el menor del ancho del patín y del ancho de la viga a compresión
- La separación entre arriostramientos laterales deberá tomar en cuenta el efecto de cargas excéntricas.

6.3.2.7.2 En vigas presforzadas, se considerará el pandeo de almas o patines delgados. Si existe un contacto intermitente entre el acero de presfuerzo y un ducto de dimensión grande, se considerará el pandeo del elemento entre los puntos de contacto.

Comentario:

Las vigas de concreto no arriostradas no fallan por pandeo lateral siempre que no exista una excentricidad lateral que cause torsión. Si no es así, es necesario colocar apoyos laterales lo más próximo posible.

Es posible que las vigas postensadas puedan pandearse debido a la fuerza axial de tensado si el acero de presfuerzo está en contacto intermitente con el ducto. Ello porque la viga de concreto puede flexionarse lateralmente mientras que el acero de presfuerzo no. En contraste, si el acero de presfuerzo está en contacto continuo con la viga o es parte de un tendón no adherido en un ducto que no sea mucho mayor que el acero de presfuerzo, la fuerza de presfuerzo no puede pandear la viga.

6.3.2.8 Vigas T

6.3.2.8.1 En vigas T, el concreto del alma y del patín se colocará simultáneamente de modo de lograr una sección monolítica. Si se hace compuesta deberá satisfacer 6.10.4.

6.3.2.8.2 El ancho efectivo del patín será el especificado en 5.2.1.4. 2.

6.3.2.8.3 En los patines de vigas T, el refuerzo en el patín, perpendicular al eje longitudinal de la viga, será al menos el requerido por flexión considerando cargas concentradas, de acuerdo con 6.6.

6.3.2.8.4 En patines de vigas T, en los cuales el refuerzo primario a flexión de la losa es paralelo al eje de la viga, el refuerzo perpendicular de la losa deberá satisfacer a) y b):

- a) Deberá resistir la carga factorizada a lo largo del patín que se supone que trabaja en voladizo
- b) Se considerará un ancho de la losa en voladizo igual al requerido en 5.2.1.4. 2.

6.3.2.8.5 Para diseño por torsión según 5.8, el ancho del patín se calculará de acuerdo con 5.8.1.3.

Comentario:

Los patines de una viga T se diseñan como losas trabajando en una dirección entre las vigas. Cuando los patines no sean parte de una losa continua, como en el caso de vigas prefabricadas T o TT, el patín se diseña para resistir la flexión transversal a la viga. Donde el patín incluya un firme compuesto, el refuerzo del firme se puede diseñar como suplementario del refuerzo en el patín. El refuerzo mínimo por flexión en losas que trabajan en una dirección requerido en 6.6.6.1 es equivalente al mínimo por cambios volumétricos (por contracción y temperatura).

6.3.3 Límites de diseño

6.3.3.1 Peralte mínimo de vigas

6.3.3.1.1 El peralte mínimo de vigas no presforzadas que no cargan muros divisorios u otro tipo de elemento que se pueda dañar debido a flechas grandes, satisfará los límites de la tabla 6.3.3.1.1, a menos que se calculen las deflexiones de acuerdo con 6.3.3.2. Si se calculan las deflexiones y éstas cumplen los límites de la NTC-Criterios, se aceptará usar el peralte resultante. En ningún caso las vigas no presforzadas tendrán un peralte menor que 250 mm.

Tabla 6.3.3.1.1 – Peralte mínimo de vigas no presforzadas

Condición de apoyo	h mínimo ^[1]
Simplemente apoyada	$L/16$
Un extremo continuo	$L/18.5$
Dos extremos continuos	$L/21$
Voladizo	$L/8$

[1] Estos valores son aplicables a concreto de peso normal y barras Grado 42. Para otros casos, el peralte mínimo se obtendrá de acuerdo con 6.3.3.1.1.1 a 6.3.3.1.1.2, según corresponda.

6.3.3.1.1.1 Para barras de grado mayor que 42, se multiplicarán las expresiones de la tabla 6.3.3.1.1 por $(0.4 + f_y / 700)$ $[(0.4 + f_y / 7000)]$

6.3.3.1.1.2 En vigas no presforzadas hechas con concreto ligero con un peso volumétrico w_c entre 144 a 184 kN/m³ (1440 a 1840 kg/m³), las expresiones de la tabla 6.3.3.1.1 se multiplicarán por el mayor de a) y b):

- a) $1.65 - 0.03w_c$ ($1.65 - 0.0003w_c$)
- b) 1.09.

6.3.3.1.2 Se aceptará incluir el espesor del acabado del piso de concreto en h si se coloca de manera monolítica con la viga o si el acabado del piso se diseña para trabajar como sección compuesta según 6.10.4.

Comentario:

La modificación de f_y en 6.3.3.1.1.1 supone que da valores conservadores para cuantías de refuerzo convencionales y para valores de f_y entre 420 y 700 MPa 4 200 y 7 000 kg/cm².

No es necesario corregir los valores del peralte si se usan concretos con densidades superiores a 184 kN/m³ (1 840 kg/m³) porque el factor correctivo sería próximo a la unidad.

6.3.3.2 Límites de deflexión calculados

6.3.3.2.1 Las deflexiones inmediatas y diferidas de vigas no presforzadas que no cumplan con 6.3.3.1, así como de vigas presforzadas, se calcularán para condiciones de servicio de acuerdo con 13.4 y no excederán los límites establecidos en la NTC-Criterios.

6.3.3.2.2 En vigas de concreto compuestas no presforzadas que satisfagan 6.3.3.1, no será necesario calcular las deflexiones después de que el elemento se convierta en uno compuesto. Sólo será necesario verificar las deflexiones antes que el elemento sea compuesto, a menos que el peralte del elemento no compuesto satisfaga 6.3.3.1 también.

Comentario:

Los límites de la tabla 6.3.3.1.1 son aplicables al peralte completo de vigas compuestas no presforzadas que son apuntaladas durante la construcción tal que, después del retiro de los puntales, la carga muerta es resistida por trabajo como sección compuesta. Si la construcción se realiza sin puntales, el peralte de la viga depende de si la deflexión considerada ocurre antes o después de que se logre el trabajo como sección compuesta.

En caso de flujo plástico y/o contracción excesivos es conveniente calcular las deflexiones adicionales que pueda causar una carga prematura, especialmente si se carga a edades tempranas cuando el contenido de humedad es alto y la resistencia del concreto es baja.

Es recomendable revisar la transferencia de fuerza cortante horizontal por adherencia si se esperan deflexiones excesivas debido al deslizamiento. Una solución es el uso de llaves de corte, las cuales trabajan una vez que ocurre el deslizamiento.

6.3.3.3 Límite de las deformaciones unitarias del refuerzo en vigas no presforzadas

6.3.3.3.1 Las vigas no presforzadas que satisfagan 6.3.1.1 serán consideradas como controladas por tensión de acuerdo con la tabla 3.8.2.2.

Comentario:

Este límite es para mitigar un comportamiento frágil por flexión. Por ello se señala que la sección debe ser controlada por tensión.

6.3.3.4 Esfuerzos límite en vigas presforzadas

6.3.3.4.1 Las vigas presforzadas se clasificarán según su comportamiento supuesto en clases SA, T y A de acuerdo con la tabla 13.3.2.2.1.

6.3.3.4.2 Los esfuerzos en vigas presforzadas inmediatamente después de la transferencia y bajo cargas de servicio no excederán los esfuerzos límite de la tabla 13.3.2.2.1.

6.3.4 Resistencia de diseño

6.3.4.1 Se deberá satisfacer 6.2.3 y los requisitos para los aspectos particulares de 6.3.4.2 a 6.3.4.5.

6.3.4.2 En vigas compuestas de concreto, la resistencia a cortante horizontal V_{Rh} se obtendrá con 6.10.4.4.

6.3.4.3 En vigas presforzadas, el área total de refuerzo longitudinal, A_s y A_{ps} , deberá resistir M_R en cada sección de estudio, más una fuerza longitudinal concéntrica a tensión igual a $A_f f_y$ basada en T_u en esa sección.

6.3.4.4 Se aceptará reducir el área de refuerzo longitudinal por torsión en la zona a compresión debida a la flexión por una cantidad igual a $M_u/(0.9df_y)$, donde M_u ocurra simultáneamente con T_u en esa sección, sin que el área del refuerzo longitudinal sea menor que el mínimo requerido en 6.3.5.5.

6.3.4.5 Se permitirá usar métodos de diseño alternativos en vigas de sección maciza con $h/b_t \geq 3$ o de sección hueca con $h/b_t \geq 4.5$ si el procedimiento está validado con resultados experimentales. En este caso, no será necesario cumplir los requisitos mínimos de refuerzo de 6.3.5.5 y de detallado de 6.3.7.5 y 6.3.7.6.3.

6.3.5 Límites del refuerzo

6.3.5.1 Refuerzo mínimo a flexión en vigas no presforzadas

6.3.5.1.1 Se deberá colocar un área mínima de refuerzo a flexión, $A_{s,min}$, en toda sección donde se requiera refuerzo a tensión según el análisis. Constará de al menos dos barras corridas del no. 4 en vigas y del no. 3 en nervaduras, y en ambos casos no será menor que la obtenida según 6.3.5.1.2. Este refuerzo deberá anclarse para desarrollar f_y a tensión en el paño del núcleo del apoyo.

6.3.5.1.2 $A_{s,min}$ será el mayor de a) y b) con excepción de lo señalado en 6.3.5.1.5. Para una viga isostática con el patín a tensión, b_w será el menor de b_f y $2b_w$. El valor de f_y para calcular $A_{s,min}$ estará limitado a un máximo de 560 MPa (5 600 kg/cm²).

$$\begin{aligned} \text{a) } & \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \quad \left(\frac{0.80\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \right) \\ \text{b) } & \frac{1.4}{f_y} b_w d \quad \left(\frac{14}{f_y} b_w d \right) \end{aligned}$$

6.3.5.1.3 Si el A_s suministrado en cada sección es al menos un tercio mayor que el requerido en el análisis, no será necesario satisfacer 6.3.5.1.1 ni 6.3.5.1.2.

Comentario:

El propósito de este requisito es que la resistencia a flexión exceda la resistencia al agrietamiento con un margen tal que la viga pueda exhibir agrietamiento y deflexiones visibles en caso de una sobrecarga. De lo contrario, la falla puede ser súbita al momento de formarse las grietas de flexión. Merecen especial atención vigas con cuantías muy bajas tales que su resistencia a flexión considerando secciones agrietadas sea menor que la calculada suponiendo una sección sin refuerzo y usando el módulo de rotura. En esos casos, se requiere colocar cuantías mínimas de refuerzo a tensión en las zonas de momentos positivos y negativos.

En vigas con patines a tensión, la cuantía de refuerzo a tensión que se requiere para que la resistencia a flexión sea igual a la de una viga no reforzada es del orden del doble de la requerida para una sección rectangular o para una sección con patines a compresión. En vigas isostáticas es necesaria una mayor cuantía porque no tienen posibilidad de redistribuir momentos.

6.3.5.2 Refuerzo máximo a flexión en vigas no presforzadas

6.3.5.2.1 El refuerzo máximo de tensión no excederá 90 por ciento del área balanceada calculada según 5.2.1.2 o 5.2.1.5, según aplique.

Comentario:

La cuantía máxima se establece para evitar una falla que involucre un aplastamiento del concreto a compresión antes que fluya el acero.

6.3.5.3 Refuerzo mínimo a flexión en vigas presforzadas

6.3.5.3.1 En vigas con acero de presfuerzo adherido, la cantidad total de A_s y A_{ps} será suficiente para resistir una carga factorizada al menos igual a 1.2 veces la carga de agrietamiento calculada con base en f_t obtenido de 2.2.7.

6.3.5.3.2 No se requerirá cumplir con 6.3.5.3.1 si las resistencias de diseño a flexión y a cortante son al menos el doble de las requeridas.

6.3.5.3.3 En vigas con tendones no adheridos, el área mínima de acero de refuerzo corrugado, $A_{s,min}$ será:

$$A_{s,min} = 0.004A_{ct} \tag{6.3.4.3.3}$$

donde A_{ct} es el área de la parte de la sección transversal entre la cara a tensión por flexión y el centroide de la sección bruta.

Comentario:

La cuantía mínima se requiere para evitar una falla súbita por flexión. Este tipo de falla no ocurre si el presfuerzo es adherido; por tanto, el límite no aplica a estas vigas.

El refuerzo mínimo de acero de refuerzo corrugado en vigas con tendones no adheridos se requiere para lograr un trabajo a flexión tipo viga y no un comportamiento de arco, para limitar el ancho y separación de las grietas ante cargas de servicio cuando los esfuerzos de tensión en el concreto excedan el módulo de rotura y para alcanzar un comportamiento aceptable en todas las etapas de carga. La cuantía mínima es independiente de f_y .

6.3.5.4 Refuerzo mínimo a cortante

6.3.5.4.1 En vigas no presforzadas, no será necesario suministrar un área mínima de refuerzo a cortante, $A_{v,min}$, en los casos de la tabla 6.3.5.4.1. En estos casos, se deberá colocar al menos $A_{v,min}$ donde $V_u > V_{cR}$.

Tabla 6.3.5.4.1 – Casos en donde $A_{v,min}$, no se requiere

Tipo de viga	Condiciones	
Construida con concreto con fibras de acero que cumplen con 2.3.4 y $V_u \leq V_{cR}$, donde V_{cR} se calcula de acuerdo con 5.5.3	Para concreto de peso normal con $f_c' \leq 70$ MPa (700 kg/cm ²) y barras Grado 42 o 56: $h \leq 1.0$ m	a)
	Para concreto ligero con $f_c' \leq 40$ MPa (400 kg/cm ²) y barras Grado 42: $h \leq 600$ mm	b)
Sistema de nervaduras o viguetas que trabajan en una dirección	Para viguetas en la parte central del tablero y según 6.7.8	c)

6.3.5.4.2 En vigas presforzadas, se suministrará un área mínima de refuerzo a cortante $A_{v,min}$ en todas las zonas donde $V_u > 0.042F_R\sqrt{f_c'}b_wd$ ($V_u > 0.14F_R\sqrt{f_c'}b_wd$) con excepción de los casos de la tabla 6.3.5.4.1. En estos casos, se deberá colocar al menos $A_{v,min}$ donde $V_u > V_{cR}$.

6.3.5.4.3 No se requiere cumplir 6.3.5.4.2 si se demuestra, mediante ensayos, que se pueden resistir M_u y V_u . Estas pruebas deberán simular los efectos de asentamientos diferenciales, flujo plástico, cambios volumétricos y otros efectos durante condiciones de servicio.

6.3.5.4.4 Si se requiere refuerzo transversal por fuerza cortante y se pueden despreciar los efectos de torsión según 6.3.5.5.1, $A_{v,min}$ se obtendrá de la tabla 6.3.5.4.4.

6.3.5.4.5 Las pérdidas de presfuerzo se determinarán de acuerdo con el Capítulo 11.

Tabla 6.3.5.4.4 – $A_{v,min}$ requerida

Tipo de viga	$A_{v,min}/S$		
No presforzada y presforzada con $A_{ps} f_{se} < 0.4 (A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w S}{f_{yt}}$ $\left(0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w S}{f_{yt}} \right)$	a)
		$0.35 \frac{b_w S}{f_{yt}}$ $\left(3.5 \frac{b_w S}{f_{yt}} \right)$	b)
Presforzada con $A_{ps} f_{se} \geq 0.4 (A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w S}{f_{yt}}$ $\left(0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w S}{f_{yt}} \right)$	c)
		$0.35 \frac{b_w S}{f_{yt}}$ $\left(3.5 \frac{b_w S}{f_{yt}} \right)$	d)
	El menor de:	$\frac{A_{ps} f_{pu}}{3 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$ $\left(\frac{A_{ps} f_{pu}}{30 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \right)$	e)

Comentario:

El refuerzo por cortante o refuerzo transversal restringe el crecimiento del agrietamiento inclinado, de manera que la ductilidad de la viga aumente y se tenga una advertencia de falla. En una viga sin refuerzo transversal, la formación del agrietamiento inclinado puede conducir directamente a la falla sin advertencia. El refuerzo por cortante es muy útil en caso de una sobrecarga o de la ocurrencia de una fuerza de tensión inesperada.

La excepción de vigas con fibras de acero permite tener una alternativa de diseño al uso de refuerzo por cortante cuando V_u no excede V_{cr} , si V_{cr} se evalúa como la mayor de la ec. 5.5.3.1.1.a y 1.3 veces la ec. 5.5.3.1.1.b. Resultados experimentales en vigas con fibras de acero con ganchos o prensadas han mostrado que se obtienen resistencias a cortante similares a las de elementos sin fibras. Incluso las resistencias llegan a ser superiores a V_{cr} en vigas de concretos con fibras de acero que cumplen con los criterios de c) y d) de la tabla 6.3.5.4.1. Los límites menores en concretos ligeros se deben a una menor disponibilidad de valores experimentales.

Cuando se somete a la viga a cargas repetidas, aumenta la posibilidad de que se formen grietas inclinadas por tensión diagonal a esfuerzos menores que los requeridos ante carga estática. Este fenómeno ha de tomarse en cuenta mediante el uso de refuerzo mínimo por cortante señalado en 6.3.5.4.4.

Es recomendable considerar el uso de refuerzo por cortante aún en casos en que $V_u < 0.5 F_R V_{cr}$ en vigas con alma muy delgada o elementos postensados (como losas encasetonadas, vigas, vigas T, entre otras), para proteger a la viga de fuerzas de tensión que se generen por cargas no esperadas o por desviaciones laterales en el perfil de los tendones. Además, el refuerzo por cortante sirve para sujetar y mantener los tendones en su posición durante la colocación del concreto. De no amarrarse los tendones, los esfuerzos de tensión que se pueden producir causarían agrietamiento severo de no contar con refuerzo por cortante. En la práctica se ha visto que una separación de estribos de 1.5h o 1 m funciona adecuadamente para estos propósitos. Es frecuente que la separación sea menor si se requiere refuerzo por cortante según 6.3.5.4.

Cuando se ensaya una viga para demostrar que sus resistencias a flexión y cortante son adecuadas, se consideran las resistencias nominales (sin factor de resistencia). La razón de tomar las resistencias nominales es que, si las resistencias de los materiales en la obra son menores que las especificadas y/o que las dimensiones de la viga están equivocadas, tal que resultan en una menor resistencia, se mantendrá un margen de seguridad adecuado mediante el factor de resistencia F_R .

La cuantía mínima de refuerzo por cortante aumenta con la resistencia del concreto para evitar fallas por cortante repentinas cuando ocurra el agrietamiento inclinado.

6.3.5.5 Refuerzo mínimo por torsión

6.3.5.5.1 Se suministrará un área mínima a torsión en todas las regiones donde $T_u \geq F_R T_{ch}$ según 5.8.

6.3.5.5.2 Si se requiere refuerzo por torsión, el área de refuerzo transversal por torsión mínima $(A_v+2A_t)_{min}/s$ será la mayor de a) y b):

$$\begin{aligned} \text{a)} \quad & 0.062\sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_{yt}} \left(0.2\sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_{yt}} \right) \\ \text{b)} \quad & 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}} \left(3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}} \right) \end{aligned}$$

6.3.5.5.3 Si se requiere refuerzo por torsión, el área de acero de refuerzo longitudinal A_t , *min* será la menor de a) y b):

$$\begin{aligned} \text{a)} \quad & \frac{0.42\sqrt{f_c'} A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \qquad \left(\frac{1.33\sqrt{f_c'} A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \right) \\ \text{b)} \quad & \frac{0.42\sqrt{f_c'} A_{cp}}{f_y} - \frac{0.175b_w}{f_{yt}} p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \qquad \left(\frac{1.33\sqrt{f_c'} A_{cp}}{f_y} - \frac{1.75b_w}{f_{yt}} p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \right) \end{aligned}$$

Comentario:

La cuantía mínima de refuerzo por torsión aumenta con la resistencia del concreto para evitar fallas por cortante repentinas cuando ocurra el agrietamiento inclinado. Las ecuaciones son consistentes con las de refuerzo mínimo por cortante para facilitar los cálculos.

Bajo la acción combinada de torsión y cortante, el momento torsionante de agrietamiento disminuye con la fuerza cortante, lo que conduce a una reducción en el refuerzo por torsión requerido para evitar una falla frágil inmediatamente después del agrietamiento. La ec. 6.3.5.5.3.a se basa en suponer una relación de esfuerzo de torsión a cortante de 2:1, lo que resulta en una cuantía volumétrica de refuerzo longitudinal de torsión de 0.5 por ciento. Esta cuantía se ha visto que es adecuada en vigas presforzadas.

En vigas relativamente peraltadas, es conveniente colocar refuerzo en las caras verticales de la zona a tensión para controlar el agrietamiento en el alma, como el requerido en 6.3.7.2.3 (Frantz y Breen, 1980; Frosch, 2002).

6.3.6 Vigas de sección compuesta

6.3.6.1 Requisitos generales

6.3.6.1.1 Una viga de sección compuesta es la formada por la combinación de un elemento prefabricado y concreto colado in situ. Las partes integrantes deben estar interconectadas de manera que actúen como una unidad. El elemento prefabricado puede ser de concreto reforzado o presforzado, o de acero.

6.3.6.1.2 Las disposiciones que siguen se refieren únicamente a secciones con elementos prefabricados de concreto. Para secciones compuestas con elementos de acero, aplíquese la NTC-Acero.

6.3.6.1.3 Si la resistencia especificada, el peso volumétrico u otras propiedades del concreto de los elementos componentes son distintos, deben tomarse en cuenta estas diferencias al diseñar, o usarse las propiedades más desfavorables.

6.3.6.1.4 Deberán tenerse en cuenta los efectos del apuntalamiento, o falta del mismo, sobre las deflexiones y el agrietamiento.

6.3.6.2 Resistencias de diseño ante esfuerzos cortantes horizontales y verticales

6.3.6.2.1 Las resistencias de diseño ante esfuerzos cortantes horizontales y verticales se deberán calcular de acuerdo con 6.10.4.

6.3.7 Detallado del refuerzo

6.3.7.1 Requisitos generales

6.3.7.1.1 El recubrimiento de concreto del refuerzo deberá cumplir con 4.13.

6.3.7.1.2 Las longitudes de desarrollo de barras corrugadas y de acero de presfuerzo deberán cumplir con 14.4.

6.3.7.1.3 Los traslapes de barras corrugadas de refuerzo deberán cumplir con 14.5.

6.3.7.1.4 A lo largo de la longitud de desarrollo y de traslape de barras longitudinales con $f_y \geq 560 \text{ MPa}$ ($5\,600 \text{ kg/cm}^2$), se deberá colocar refuerzo transversal $K_{tr} \geq 0.5d_b$.

6.3.7.1.5 Los paquetes de barras deberán cumplir lo dispuesto en 14.6.

6.3.7.2 Separación del refuerzo

6.3.7.2.1 La separación mínima s deberá cumplir con 14.2.

6.3.7.2.2 Para vigas no presforzadas y vigas presforzadas Clase A, la separación del refuerzo longitudinal adherido más cercano a la fibra de tensión máxima no deberá exceder la separación s especificada en 13.6.

6.3.7.2.3 Para vigas no presforzadas y vigas presforzadas Clase A con h mayor que 900 mm, se deberá colocar refuerzo longitudinal superficial distribuido uniformemente en ambas caras de la viga en una distancia $h/2$ desde la cara a tensión. La separación del refuerzo superficial no deberá ser mayor que la separación s dada en 13.6.2, donde c_c es el recubrimiento libre medido desde el refuerzo superficial a la cara lateral. Se permitirá incluir el refuerzo superficial en los cálculos de resistencia si se realiza un análisis de compatibilidad de deformaciones.

Comentario:

En vigas relativamente peraltadas, el refuerzo longitudinal superficial (también conocido como refuerzo de piel) se coloca cerca de las caras verticales en la zona de tensión con objeto de controlar el agrietamiento del alma como se muestra en la fig. C6.3.7.2.3. Si no se coloca este refuerzo, el espesor de las grietas en el alma pueden exceder al de las grietas a nivel del refuerzo a tensión por flexión. Es característico el uso de barras del no. 3 al no. 5. También se usa refuerzo de alambre soldado con un área mínima de 210 mm^2 por metro de peralte.

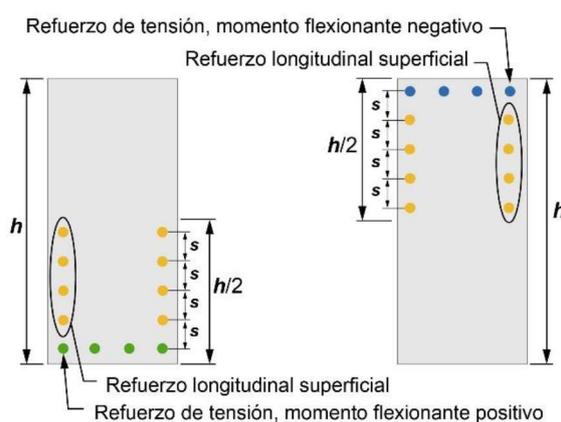


Figura C6.3.7.2.3 – Refuerzo longitudinal superficial en vigas con $h > 900 \text{ mm}$ (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.3.7.3 Refuerzo de flexión en vigas no presforzadas

6.3.7.3.1 La fuerza calculada de tensión o compresión en el acero de refuerzo en cada sección de una viga deberá desarrollarse a cada lado de dicha sección.

6.3.7.3.2 Las ubicaciones críticas para el desarrollo del refuerzo son los puntos de esfuerzo máximo y los puntos a lo largo del claro donde el refuerzo a tensión, doblado o terminado, ya no se requiere para resistir la flexión.

6.3.7.3.3 A cada lado de toda sección de momento máximo, la longitud de cada barra deberá ser mayor o igual que la longitud de desarrollo, L_d , definida en 14.4.

6.3.7.3.4 Las barras que dejan de ser necesarias por flexión se deberán terminar o doblar y extender en una distancia no menor que d ni que $12d_b$ más allá del punto teórico donde, de acuerdo con el diagrama de momentos, ya no se requieren para resistir la flexión, con excepción en los soportes en vigas libremente apoyadas y vigas en voladizo.

6.3.7.3.5 El refuerzo de flexión a tensión que se continúe deberá extenderse al menos L_d más allá del punto en donde el refuerzo de tensión doblado o cortado ya no se requiere para resistir la flexión.

6.3.7.3.6 El refuerzo de flexión a tensión no se terminará en una zona a tensión a menos que se cumpla con a), b) o c):

- a) $V_u \leq 2V_R/3$
- b) Para barras del no. 11 y más delgadas, el refuerzo que se continúa es al menos el doble del área requerida por flexión en el punto de corte y $V_u \leq 2V_R/3$
- c) El área de estribos en exceso de la requerida para resistir cortante y torsión se coloca a lo largo de cada barra o alambre cortado sobre una distancia igual a $3d/4$ medida desde el punto de corte. El área en exceso de estribos será al menos $0.41 b_w s / f_{yt}$ ($4.2 b_w s / f_{yt}$). La separación s no deberá exceder $d / (8\beta_b)$, donde β_b es el cociente del área de refuerzo terminado y el área total de refuerzo a tensión en la sección.

6.3.7.3.7 Se deberá proveer una longitud de anclaje adecuada en barras de refuerzo cuyo esfuerzo no sea directamente proporcional con el momento, como ocurre en vigas acarteladas o recortadas, o donde el refuerzo de flexión a tensión no es paralelo a la cara a compresión de la viga.

6.3.7.3.8 Se aceptará desarrollar el refuerzo a tensión mediante su doblado a través del alma de modo que se haga continuo con el refuerzo en la cara opuesta de la viga a compresión o bien que se termine más allá de una distancia igual a L_d a partir de la mitad del peralte de la viga.

6.3.7.3.9 En todo dobléz o cambio de dirección del acero longitudinal debe colocarse refuerzo transversal capaz de equilibrar la resultante de las tensiones o compresiones desarrolladas en las barras, a menos que el concreto en sí sea capaz de ello.

Comentario:

Las secciones críticas en una viga continua se indican con la letra "c" en los puntos de esfuerzo máximo o con "x" en los puntos en donde el refuerzo de tensión, ya sea doblado o cortado, ya no se requiere para resistir la flexión (véase fig. C6.3.7.3.2). Ante carga uniforme, la extensión del refuerzo positivo dentro del apoyo está normalmente controlada por 6.3.7.3.10.1 o 6.3.7.3.10.3 más que por la longitud de desarrollo medida desde el punto de momento máximo o desde el punto de corte de la barra.

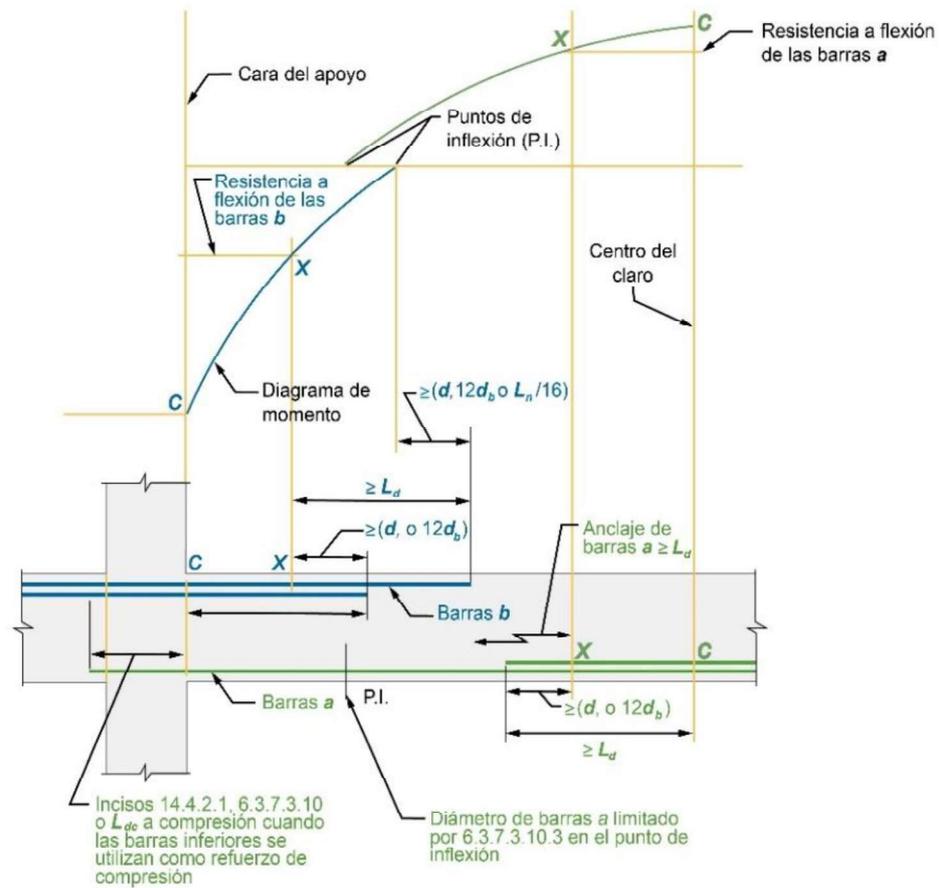


Figura C6.3.7.3.2 – Desarrollo del refuerzo por flexión en una viga continua (adaptada de ACI CODE-318-19)

Los diagramas de momento usados para diseño son frecuentemente aproximados. Es posible que la ubicación de los puntos de máximo momento pueda cambiar debido a modificaciones en las cargas consideradas, asentamiento de apoyos, ocurrencia de cargas laterales, entre otras causas. El efecto del desplazamiento del punto de momento máximo es que una grieta por tensión diagonal pueda desarrollarse en una zona sin refuerzo por cortante lo que conduce al cambio en la ubicación del esfuerzo de tensión calculado en una distancia aproximada de d hacia el punto de momento nulo. Si se tienen estribos, este efecto es menos severo. Para tomar en cuenta el cambio en la ubicación del momento máximo, en 6.3.7.3.3 se requiere que el refuerzo se extienda una distancia igual a d o $12d_b$ más allá del punto donde ya no se requiera. En la fig. C6.3.7.3.2 se muestra la ubicación de los puntos de corte o terminación. En caso de que se tengan barras de diferente diámetro, se calcula el punto de corte para cada diámetro de barra que se termine.

La razón de continuar el refuerzo que no se corte en la zona de tensión (6.3.7.3.4) es que se producen esfuerzos locales de magnitud elevada en las barras continuas adyacentes a las barras cortadas. Estos esfuerzos pueden alcanzar f_y en el punto "x" de la fig. C6.3.7.3.2. Por ello, se requiere que el refuerzo que continúa tenga una extensión al menos igual a L_d .

No se permite terminar el refuerzo de flexión a tensión en una zona a tensión porque se reduce la resistencia a cortante y la ductilidad de la viga. En estos casos se producen grietas de flexión a bajos niveles de carga, las cuales pueden extenderse como grietas inclinadas. Estas grietas tienen menos probabilidad de desarrollarse si los esfuerzos cortantes son bajos (6.3.7.3.6.a) o el esfuerzo en el acero de flexión es bajo (6.3.7.3.6.b). Las grietas diagonales se pueden controlar si se colocan estribos a baja separación (6.3.7.3.6.c). No se pretende que estos requisitos sean aplicables a traslapes a tensión según 14.5.

6.3.7.3.10 Corte del refuerzo

6.3.7.3.10.1 En extremos libremente apoyados se prolongará, sin doblar, hasta dentro del apoyo y en una longitud mínima de 150 mm, cuando menos la tercera parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo, con excepción de vigas prefabricadas en las cuales ese refuerzo se deberá extender al menos hasta el centro de la longitud de apoyo del elemento.

6.3.7.3.10.2 En extremos continuos se prolongará, sin doblar, hasta dentro del apoyo y en una longitud mínima de 150 mm, cuando menos la cuarta parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo. Cuando la viga sea parte del SERCGFL, el refuerzo positivo que se prolongue dentro del apoyo deberá anclarse de modo que pueda alcanzar f_y en la cara del núcleo del apoyo.

6.3.7.3.10.3 En apoyos simples y en puntos de inflexión, el diámetro d_b del refuerzo a tensión a momento positivo será tal que L_d satisfaga a) o b), a menos que el refuerzo se termine más allá del eje de los apoyos mediante un doblé estándar (véase 14.3.1) o un dispositivo de anclaje mecánico equivalente al doblé estándar:

- a) $L_d \leq 1.3M_R/(F_R V_u) + L_a$ si el extremo del refuerzo está confinado por la reacción a compresión
- b) $L_d \leq M_n/(F_R V_u) + L_a$ si el extremo del refuerzo no está confinado por la reacción a compresión.

Donde M_R se calcula suponiendo que todo el refuerzo en la sección es capaz de alcanzar f_y , V_u es calculada para la misma sección y $F_R=0.9$. En el apoyo, L_a es la longitud de empotramiento más allá del centro del apoyo. En el punto de inflexión, L_a es la longitud de empotramiento más allá del punto de inflexión y estará limitada por el mayor de d y $12d_b$.

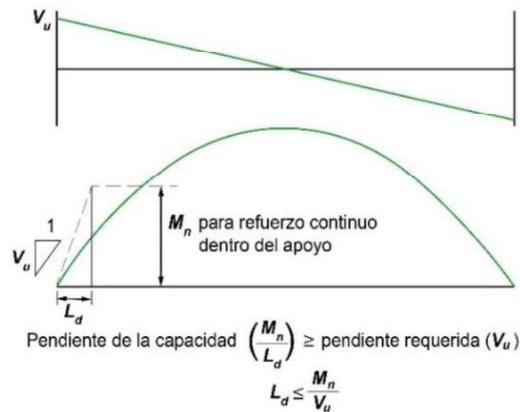
6.3.7.3.10.4 Al menos la tercera parte del refuerzo negativo que se tenga en la cara de un apoyo se prolongará, más allá del punto de inflexión, una longitud no menor que el mayor de d , $12d_b$ y $L_n/16$.

Comentario:

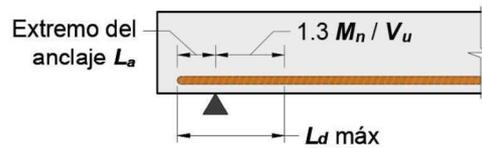
El refuerzo positivo se extiende dentro del apoyo para el caso de que se desplace el diagrama de momentos debido a cambios en carga, asentamiento de apoyo o cargas laterales. Además, permite mejorar la integridad estructural. En vigas prefabricadas, es importante revisar tolerancias y recubrimientos de modo que no se apoyen los elementos en concreto simple debido a que el refuerzo se haya interrumpido.

En vigas que forman parte del SERCGFL se pide que se desarrollen las barras a momento positivo en el apoyo de modo de suministrar ductilidad al elemento en caso de reversión del momento (véase 6.3.7.3.10.2).

En 6.3.7.3.10.3 se limita el diámetro de barras a tensión por momento positivo para asegurar que puedan desarrollarse en una distancia corta y que la resistencia a momento sea mayor que el momento aplicado en todo el claro de la viga. Como se ilustra en la fig. C6.3.7.3.10.3.a, la pendiente del diagrama de momento es V_u , mientras que la pendiente del momento desarrollado es M_n/L_d , donde M_n es la resistencia nominal a momento (con factor de resistencia unitario) de la sección transversal. Un proceso de diseño de la longitud de desarrollo es satisfactorio si se calcula el refuerzo tal que la pendiente de la capacidad M_n/L_d sea igual o mayor que la pendiente de la demanda V_u . De este modo, M_n/V_u representa la longitud de desarrollo disponible. En condiciones favorables del apoyo, se permite un incremento de 30 por ciento en M_n/V_u cuando los extremos del refuerzo están confinados por una reacción a compresión. La aplicación de este requisito se ilustra en la fig. C6.3.7.3.10.3.b para vigas simplemente apoyadas y en la fig. C6.3.7.3.10.3.c para los puntos de inflexión. El límite de L_a en los puntos de inflexión se debe a que no se tiene información experimental que demuestre que una longitud de desarrollo larga será efectiva para desarrollar una barra que tiene una distancia corta entre el punto de inflexión y el punto de esfuerzo máximo.

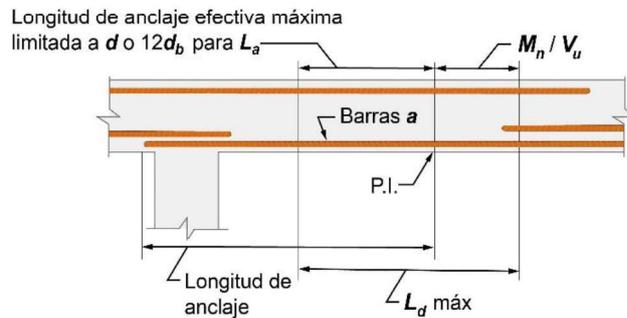


(a) Diagrama de M_u positivo



Nota: El factor 1.3 es aplicable sólo si la reacción confina los extremos del refuerzo

(b) L_d máximo en apoyos simples



(c) L_d máximo para barras "a" del punto de inflexión

Figura C6.3.7.3.10.3 – Determinación del diámetro máximo de las barras según 6.3.7.3.10.3 (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.3.7.4 Refuerzo de flexión en vigas presforzadas

6.3.7.4.1 Los tendones externos deberán ser sujetados al elemento de tal manera que la excentricidad especificada entre los tendones y el centroide del concreto se mantenga dentro del intervalo de deflexiones esperadas del miembro.

6.3.7.4.2 Si se requiere colocar refuerzo no presforzado para satisfacer la resistencia a flexión, se deberán cumplir los requisitos de 6.3.7.3.

Comentario:

Es frecuente que los tendones externos se conecten a la viga en varios lugares entre anclajes, como es al centro del claro, cuartos o tercios de claro, de modo de lograr balancear la carga, para mantener el perfil del tendón o para controlar vibraciones en los tendones. En estos casos es conveniente cuidar los cambios en el perfil del tendón al deformarse la viga por el postensado y la carga aplicada en relación con el centroide de concreto de la viga.

El requisito de 6.3.7.4.2 es para lograr que el refuerzo corrugado no presforzado necesario para resistir la flexión ante cargas factorizadas pueda desarrollar las fuerzas de tensión o compresión.

6.3.7.4.4 Terminación del acero de presfuerzo

6.3.7.4.4.1 Las zonas de anclaje para postensado deberán diseñarse y detallarse de acuerdo con 14.9.

6.3.7.4.4.2 Los anclajes y uniones en concreto postensado deberán diseñarse y detallarse de acuerdo con 14.8.

6.3.7.4.5 Terminación de barras corrugadas en vigas con torones no adheridos

6.3.7.4.5.1 La longitud de las barras corrugadas de refuerzo requerida según 6.6.6.2.3 deberá cumplir a) y b):

- a) En zonas de momento positivo, será de al menos $L_n/3$ y deberá estar centrada en dichas zonas
- b) En zonas de momento negativo, será de al menos $L_n/6$ en cada lado de la cara de apoyo.

6.3.7.5 Refuerzo longitudinal para torsión

6.3.7.5.1 Si se requiere refuerzo para torsión, el refuerzo longitudinal para torsión deberá estar distribuido alrededor del perímetro de estribos cerrados que satisfagan 14.7.3 o del refuerzo helicoidal (véase 14.7.4) con separación no mayor que 300 mm. El refuerzo longitudinal deberá estar colocado dentro del estribo o refuerzo helicoidal, y se deberá colocar al menos una barra longitudinal o torón en cada esquina.

6.3.7.5.2 El refuerzo longitudinal para torsión deberá tener un diámetro mínimo igual que 0.042 veces la separación del refuerzo transversal, pero no menor que una barra del no. 3.

6.3.7.5.3 El refuerzo longitudinal para torsión deberá extenderse una longitud de al menos $b_t + d$ más allá del punto requerido según el análisis.

6.3.7.5.4 El refuerzo longitudinal para torsión deberá desarrollarse en la cara de apoyo en ambos extremos de la viga.

Comentario:

Es necesario suministrar refuerzo longitudinal para resistir la suma de las fuerzas longitudinales de tensión causadas por la torsión. El centroide de este refuerzo debería coincidir aproximadamente con el centroide de la sección transversal. Ello se logra mediante su distribución alrededor del perímetro de los estribos cerrados. El requisito de colocar barras o torones en cada esquina es para proveer anclaje de las ramas de estribos, así como para incrementar la resistencia a torsión y controlar el agrietamiento.

La distancia ($b_t + d$) a partir del punto en el cual el refuerzo longitudinal por torsión no se requiere es mayor que la usada para cortante y flexión. Ello se debe a que las grietas por tensión diagonal debidas a torsión siguen un patrón helicoidal. Esta misma distancia se especifica para el refuerzo transversal por torsión.

6.3.7.6 Refuerzo transversal

6.3.7.6.1 Requisitos generales

6.3.7.6.1.1 En el detallado del refuerzo transversal deberán aplicarse los requisitos más restrictivos del inciso 6.3.7.6.

6.3.7.6.1.2 El detallado del refuerzo transversal deberá cumplir 14.7.

6.3.7.6.2 Cortante

6.3.7.6.2.1 Si se requiere, el refuerzo transversal para cortante deberá consistir en estribos, refuerzo helicoidal o barras longitudinales con dobleces.

6.3.7.6.2.2 La separación máxima de ramas del refuerzo transversal para cortante a lo largo y ancho del miembro deberá cumplir los requisitos de la tabla 6.3.7.6.2.2.

Tabla 6.3.7.6.2.2 – Separación máxima de ramas del refuerzo para cortante en vigas de ductilidad baja

V_s requerido	Separación máxima s				
	El menor de:	Vigas no presforzadas		Vigas presforzadas	
		A lo largo del claro	A través del ancho	A lo largo del claro	A través del ancho
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ ($\leq 1.1\sqrt{f'_c}b_wd$)	El menor de:	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
600 mm					
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ ($> 1.1\sqrt{f'_c}b_wd$)	El menor de:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
300 mm					

6.3.7.6.2.3 Los estribos inclinados y las barras longitudinales con dobleces que actúan como refuerzo para cortante deberán estar separadas tal que cada línea de 45 grados que se extienda $d/2$ hacia la reacción desde la mitad del peralte del miembro, hasta el refuerzo longitudinal a tensión, deberá estar cruzado por lo menos por una línea de refuerzo para cortante.

6.3.7.6.2.4 Si se extienden dentro de una zona a tensión, las barras longitudinales con dobleces que actúan como refuerzo para cortante deberán ser continuas con el refuerzo longitudinal, y si se extienden en una zona a compresión, se deberán anclar $d/2$ más allá de la mitad del peralte del miembro.

Comentario:

Si una viga de concreto se construye de forma monolítica con una viga principal o de apoyo e interseca una o ambas caras de la viga principal, la parte inferior de la viga de apoyo puede fallar prematuramente a menos que se adicione refuerzo transversal, también llamado de suspensión (fig. C6.3.7.6.2.1). Este refuerzo transversal de suspensión es adicional a otro tipo de refuerzo transversal y se suministra tal que se transfiera el cortante en el extremo de la viga apoyada. De acuerdo con ensayos de laboratorio, no se requiere colocar estribos de suspensión si la cara inferior de la viga apoyada está a la mitad del peralte de la viga de apoyo o arriba, o si la carga factorizada transferida por la viga apoyada es menor que $0.25\sqrt{f'_c}b_wd$ ($0.80\sqrt{f'_c}b_wd$).

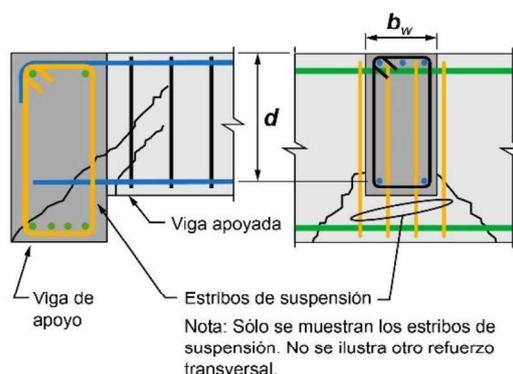


Figura C6.3.7.6.2.1 – Estribos de suspensión para transferir cortante (adaptada de ACI CODE-318-19)

Una separación reducida de los estribos o ramas de ellos en el ancho de una viga permite una transferencia más uniforme de la compresión diagonal a través del alma de la viga, lo que mejora la capacidad a cortante. La intención de 6.3.7.6.2.2 es suministrar ramas múltiples de estribos en vigas anchas o en losas que trabajen en una dirección y que requieran estribos (Leonhardt y Walther, 1964; Anderson y Ramírez, 1989; Lubell et al., 2009).

6.3.7.6.3 Torsión

6.3.7.6.3.1 Si es requerido, el refuerzo transversal para torsión deberá conformarse de estribos cerrados que cumplan con 14.7.3 o de refuerzo helicoidal de conformidad con 14.7.4.

6.3.7.6.3.2 El refuerzo transversal para torsión deberá extenderse una longitud de al menos $(b_t + d)$ más allá del punto requerido según el análisis.

6.3.7.6.3.3 La separación del refuerzo transversal para torsión no deberá exceder el menor de $p_h/8$ y 300 mm.

6.3.7.6.3.4 Para secciones huecas, la distancia desde el centroide del refuerzo transversal para torsión a la cara interna de la pared de la sección hueca deberá ser de al menos $0.5A_{oh}/p_h$.

Comentario:

Los estribos por torsión son cerrados ya que el agrietamiento inclinado debido a la torsión puede ocurrir en todas las caras de la viga y porque el recubrimiento tiende a desprenderse ante momentos torsionantes de alta magnitud. La distancia $(b_t + d)$ a partir del punto en el cual el refuerzo transversal por torsión no se requiere es mayor que la usada para cortante y flexión. Ello se debe a que las grietas por tensión diagonal debidas a torsión siguen un patrón helicoidal. Esta misma distancia se especifica para el refuerzo longitudinal por torsión.

La separación del refuerzo transversal por torsión se limita para asegurar el desarrollo de la resistencia a torsión de la viga, prevenir una caída excesiva de la rigidez a torsión después del agrietamiento, así como para controlar las grietas. Para una sección cuadrada, la cantidad $p_h/8$ es equivalente a $d/2$, como en caso de cortante (véase 6.3.7.6.2).

6.3.7.6.4 Soporte lateral del refuerzo a compresión

6.3.7.6.4.1 Se deberá colocar refuerzo transversal a lo largo de la distancia en la que se requiera refuerzo longitudinal a compresión. El soporte lateral del refuerzo longitudinal para compresión deberá consistir en estribos cerrados o refuerzo helicoidal que cumplan con 6.3.7.6.4.2 a 6.3.7.6.4.4.

6.3.7.6.4.2 El diámetro del refuerzo transversal deberá ser de al menos a) o b). Se permitirá en uso de refuerzo hecho de malla corrugada o electrosoldada con área equivalente.

- a) No. 3 para barras longitudinales del no. 10 o menores
- b) No. 4 para barras longitudinales del no. 11 o mayores, y para paquetes de barras longitudinales.

6.3.7.6.4.3 La separación del refuerzo transversal no deberá exceder el menor de a) a c):

- a) $16d_b$ de la barra longitudinal por integridad más delgada
- b) $48d_b$ del estribo cerrado
- c) Menor dimensión transversal de la viga.

6.3.7.6.4.4 El refuerzo longitudinal a compresión se deberá colocar de tal forma que cada barra de esquina y barras alternadas a compresión estén confinadas por una esquina del refuerzo transversal que tenga un doblez no mayor que 135 grados. Ninguna barra deberá estar separada más de 150 mm libres a cada lado a lo largo del refuerzo transversal medidos desde la barra confinada.

Comentario:

Es necesario colocar estribos para prevenir el pandeo del refuerzo longitudinal a compresión en las vigas. El pandeo de barras a compresión disminuye la resistencia a flexión y afecta su ductilidad y capacidad de deformación ante cargas reversibles, como las impuestas por un sismo. En caso de vigas con paquetes de barras, se recomienda revisar que los estribos puedan resistir 0.06 veces f_y de las barras longitudinales.

6.3.7.7 Refuerzo de integridad estructural en vigas coladas en sitio

6.3.7.7.1 Para vigas colocadas a lo largo del perímetro de la estructura, el refuerzo de integridad estructural deberá cumplir a) a c):

- a) Al menos un cuarto del refuerzo a máximo momento positivo, pero no menos que dos barras o torones, deberá ser continuo
- b) Al menos un sexto del refuerzo a momento negativo en el apoyo, pero no menos que dos barras o torones, deberá ser continuo
- c) El refuerzo de integridad estructural deberá estar confinado a lo largo del claro libre de la viga con estribos cerrados que cumplan 14.7.3 o refuerzo helicoidal de conformidad con 14.7.4.

6.3.7.7.2 Para vigas no perimetrales, el refuerzo de integridad estructural deberá cumplir a) o b):

- a) Al menos un cuarto del refuerzo a máximo momento, pero no menos que dos barras o torones, deberá ser continuo
- b) El refuerzo longitudinal deberá estar confinado con estribos cerrados que cumplan 14.7.3 o refuerzo helicoidal de conformidad con 14.7.4, a lo largo del claro libre de la viga.

6.3.7.7.3 El refuerzo de integridad estructural deberá pasar a través de la región delimitada por el refuerzo longitudinal de la columna (núcleo).

6.3.7.7.4 El refuerzo longitudinal de integridad estructural en apoyos no continuos deberá desarrollarse para **1.25 f_y** en la cara del apoyo.

6.3.7.7.5 Si es necesario unir barras para que el refuerzo de integridad estructural sea continuo, el refuerzo deberá unirse según a) y b):

- a) El refuerzo a momento positivo deberá unirse en o cerca del apoyo
- b) El refuerzo a momento negativo deberá unirse en o cerca de la mitad del claro.

6.3.7.7.6 Las uniones del refuerzo deberán ser mediante traslapes a tensión de Clase B que cumplan 14.5.2 o con dispositivos mecánicos o soldadura de conformidad con 14.5.6.

6.3.7.7.7 En cada extremo apoyado de vigas perimetrales, se deberán suministrar estribos cerrados que encierren el refuerzo longitudinal por integridad en una distancia al menos igual a **2 h** medida desde el paño del apoyo. La separación de estribos cerrados que encierren el refuerzo longitudinal por integridad no deberá exceder la menor de a) a d):

- a) **$d/4$** en vigas no presforzadas y **$3h/8$** en vigas presforzadas
- b) **$8d_b$** de la barra longitudinal por integridad más delgada
- c) **$24d_b$** del estribo cerrado
- d) 300 mm.

6.3.7.7.8 En vigas perimetrales, la separación de estribos cerrados que encierren el refuerzo longitudinal por integridad no deberá ser mayor de **$d/2$** a lo largo del claro libre de la viga no presforzada o de **$3h/4$** si la viga es presforzada.

Comentario:

El propósito de los requisitos de integridad estructural es incrementar la redundancia y ductilidad de las estructuras tal que, en caso de daño de un elemento de soporte importante o de una carga anormal, el daño resultante sea localizado y que la estructura tenga altas probabilidades de mantener su estabilidad global.

*En caso de daño en un apoyo, el refuerzo longitudinal del lecho superior, continuo sobre el apoyo, y no confinado con estribos, tenderá a desprenderse del concreto y a no desarrollar acción de catenaria para transferir la carga una vez que el apoyo ha fallado. La intención de obligar a que el refuerzo del lecho inferior sea continuo es para generar la acción de catenaria en caso necesario. Si el peralte de las vigas cambia en el apoyo, es recomendable que el refuerzo del lecho inferior del elemento más peraltado se termine en el apoyo con un doblez estándar o con una barra con cabeza y que desarrolle **1.25 f_y** , y que el refuerzo del lecho inferior del elemento menos peraltado se continúe dentro de la unión y, de ser necesario, dentro del elemento más peraltado una distancia suficiente para que pueda desarrollar **1.25 f_y** .*

En esta Norma, se requiere que el refuerzo del lecho inferior sea capaz de desarrollar $1.25f_y$, reconociendo que la intención de la longitud de desarrollo calculada con el Capítulo 14 es para desarrollar el esfuerzo especificado de fluencia f_y .

El requisito de que el refuerzo de los lechos superior e inferior de las vigas perimetrales sea continuo pretende suministrar un tensor o cinturón continuo alrededor de la estructura.

Los límites de separación del refuerzo transversal que rodee el refuerzo por integridad están basados en resultados de ensayos de laboratorio (Lew et al. 2014 y Rivera-Cruz et al. 2021) y están dirigidos a permitir que las vigas puedan acomodar las demandas de rotación asociadas a los desplazamientos verticales grandes que pueden ocurrir con la pérdida no intencional del elemento vertical de soporte.

6.3.8 Vigas de gran peralte

6.3.8.1 Requisitos generales

6.3.8.1.1 Las vigas de gran peralte son aquellas que están cargadas en una cara y apoyadas en la cara opuesta, tal que pueden desarrollarse elementos de compresión similares a puntales entre las cargas y los apoyos, y que además satisfacen a) o b):

- El claro libre L no debe ser mayor que $4h$, donde h es el peralte del miembro.
- Existen cargas concentradas dentro de una distancia $2h$ medida desde la cara del apoyo.

6.3.8.1.2 Las vigas de gran peralte deberán ser diseñadas tomando en cuenta una distribución no lineal de deformaciones unitarias a lo largo del peralte de la viga.

6.3.8.1.3 Se considerará que el método de puntales y tensores, cuyos requisitos se establecen en el Capítulo 10 de esta Norma, satisface 6.3.8.1.2.

Comentario:

En esta versión de la Norma, se modificó el límite para definir vigas de gran peralte.

En caso de que las cargas se apliquen a través de los lados o la cara inferior de la viga es recomendable usar el método de puntales y tensores (véase Capítulo 10). El comportamiento de vigas peraltadas se discute en Schlaich et al. (1987), Rogowsky y MacGregor (1986), Marti (1985) y Crist (1966).

6.3.8.2 Límites geométricos

6.3.8.2.1 Con excepción de lo permitido en 10.4.3, las dimensiones de una viga de gran peralte deberán ser elegidas de forma que se cumpla la ec. 6.3.8.2.1:

$$V_u \leq 0.83F_R\sqrt{f'_c}b_wd \quad (6.3.8.2.1)$$

$$(V_u \leq 2.65F_R\sqrt{f'_c}b_wd)$$

6.3.8.2.2 El ancho mínimo de una viga de gran peralte será de 200 mm.

Comentario:

El límite es para controlar el agrietamiento ante cargas de servicio y para proteger las vigas peraltadas de fallas por compresión diagonal.

6.3.8.3 Límites del refuerzo

6.3.8.3.1 El refuerzo distribuido en vigas de gran peralte deberá ser como mínimo el requerido según a) y b):

- El área del refuerzo distribuido perpendicularmente al eje longitudinal de la viga, A_{vD} , deberá ser al menos $0.0025b_wsvD$, donde svD es la separación del refuerzo transversal distribuido

- b) El área del refuerzo distribuido paralelo al eje longitudinal de la viga, A_{LD} , deberá ser al menos $0.0025b_w s_{LD}$, donde s_{LD} es la separación del refuerzo longitudinal distribuido.

6.3.8.3.2 El área mínima del refuerzo de flexión a tensión, $A_{s,min}$, deberá ser la determinada con 6.3.5.1.

Comentario:

El refuerzo distribuido tiene como propósito controlar el ancho y propagación del agrietamiento inclinado. Ensayos de laboratorio han mostrado que el refuerzo perpendicular al eje longitudinal de la viga es más efectivo para resistir fuerza cortante que el refuerzo paralelo al eje longitudinal. En este requisito, las cuantías son las mismas en ambas direcciones para controlar la propagación y ancho de las grietas diagonales.

6.3.8.4 Detallado del refuerzo

6.3.8.4.1 El recubrimiento de concreto deberá cumplir con 4.13.

6.3.8.4.2 La separación mínima del refuerzo longitudinal deberá cumplir con 14.2.

6.3.8.4.3 La separación del refuerzo distribuido requerido en 6.3.8.3.1 no deberá exceder el menor de $d/5$ y 300 mm.

6.3.8.4.4 En vigas de gran peralte, el refuerzo distribuido especificado en 6.3.8.3.1 deberá colocarse en al menos dos planos longitudinales, uno cerca de cada cara.

6.3.8.4.5 Los planos de refuerzo en adición a los requeridos en 6.3.8.4.4 deberán colocarse de modo que su separación s_{WD} no exceda 600 mm.

6.3.8.4.6 Deberá tomarse en cuenta, para el desarrollo del refuerzo a tensión, que la distribución de los esfuerzos no es directamente proporcional al momento flexionante.

6.3.8.4.7 En apoyos simples, el refuerzo de tensión a momento positivo deberá anclarse para desarrollar f_y en la cara del apoyo. Si se diseña una viga de gran peralte según el Capítulo 10, el acero de refuerzo de tensión a momento positivo deberá anclarse cumpliendo lo establecido en 10.5.3.

6.3.8.4.8 En apoyos interiores se deberán satisfacer a) y b):

- a) El refuerzo de tensión a momento negativo deberá ser continuo con el de los claros adyacentes
- b) El refuerzo de tensión a momento positivo deberá ser continuo o unido con el de los claros adyacentes mediante traslapes Clase B.

Comentario:

En la Fig. C6.3.8.4.3 se ilustran los requisitos de separación del refuerzo distribuido definido en 6.3.8.3.1. La separación definida en 6.3.8.4.3, 6.3.8.4.4 y 6.3.8.4.5 depende de las dimensiones de la sección transversal y puede ser menor que los requisitos de 10.4.4.2. Los requisitos de separación en 6.3.7.6.2.2 son aplicables si el refuerzo vertical distribuido se toma en cuenta en el cálculo de V_s .

En vigas peraltadas, a diferencia de vigas convencionales, el esfuerzo en el refuerzo longitudinal es más uniforme a lo largo de la viga. Es por ello que el refuerzo longitudinal de vigas peraltadas puede requerir de anclaje en forma de dobleces estándar, barras con cabeza u otros dispositivos mecánicos de anclaje. El refuerzo se debe anclar (desarrollar) en el paño del apoyo o debe ser continuo. El uso del modelo de puntales y tensores para diseñar una viga de gran peralte ilustra que las fuerzas de tensión en el tensor inferior requieren que éste se ancle en la cara del apoyo. De conformidad con esto, el acero de refuerzo del tensor debe ser continuo o se debe desarrollar en la cara del apoyo.

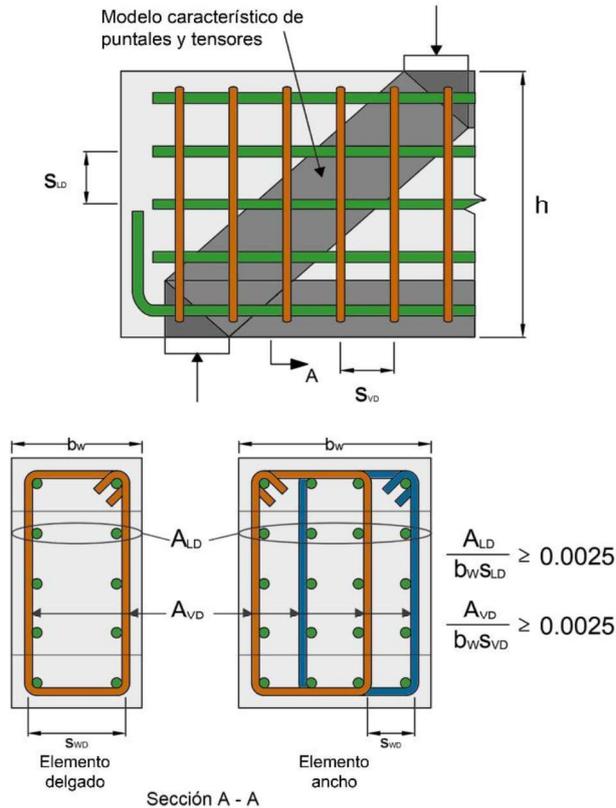


Figura C6.3.8.4.3 – Refuerzo distribuido en elementos anchos (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.4 Columnas de estructuras de ductilidad baja

6.4.1 Alcance

6.4.1.1 Las disposiciones de esta sección se aplican a miembros en los que se cumpla la ec. 6.4.1.1 y que formen parte de estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$):

$$P_u \geq \frac{f'_c A_g}{10} \tag{6.4.1.1}$$

6.4.1.2 Esta sección es aplicable al diseño de columnas presforzadas y no presforzadas, así como de pedestales de concreto reforzado.

6.4.1.3 El diseño de pedestales de concreto simple se hará de acuerdo con el Capítulo 12.

6.4.1.4 En el diseño de columnas, se considerará P_u y M_u ocurriendo simultáneamente en cada combinación de cargas factorizadas.

Comentario:

La identificación de las combinaciones críticas de carga requiere de una revisión metódica de cada combinación. Como se muestra en la fig. C6.4.1.4, si sólo se consideran las combinaciones de carga asociadas con la fuerza axial máxima (CC1) y con el máximo momento flexionante (CC2), no necesariamente se logrará un diseño que cumpla con la Norma para otras combinaciones de carga como la CC3.

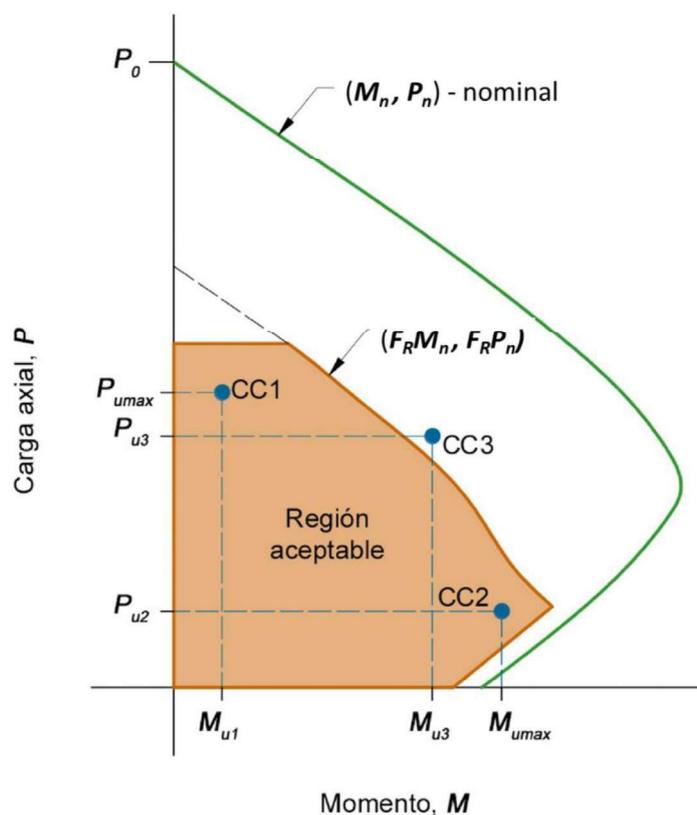


Figura C6.4.1.4 – Combinaciones críticas de carga para una columna (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.4.2 Requisitos generales

6.4.2.1 Límites geométricos

6.4.2.1.1 La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 250 mm para estructuras del Subgrupo B2 e igual a 300 mm para estructuras del Grupo A y del Subgrupo B1.

6.4.2.1.2 En caso de columnas con sección transversal cuadrada, octagonal o con otra forma, se aceptará basar el área bruta, el refuerzo requerido y la resistencia de diseño en una sección circular con diámetro igual a la menor dimensión lateral de la sección en estudio.

6.4.2.1.3 En columnas con dos o más refuerzos helicoidales entrelazados, los límites externos de la sección transversal considerada como efectiva se tomarán en una distancia por fuera del refuerzo helicoidal igual al menor valor del recubrimiento requerido.

6.4.2.1.4 Si se considera un área efectiva reducida según 6.4.2.1.2 y 6.4.2.1.3, se usará la sección transversal real de la columna en el análisis estructural y en el diseño de las otras partes de la estructura que interactúan con la columna.

6.4.2.2 Resistencia mínima a flexión de columnas

6.4.2.2.1 Las columnas deberán cumplir con 6.4.2.2.2, excepto en las uniones viga-columna donde la columna no es continua arriba de la unión y la carga P_u , resultado de la combinación de cargas que incluya el efecto del sismo, es menor que $A_g f_c / 10$.

6.4.2.2.2 Las resistencias a flexión de las columnas deberán satisfacer la ec. 6.4.2.2.2:

$$\Sigma M_{nc} > \Sigma M_{nb} \quad (6.4.2.2.2)$$

donde:

ΣM_{nc} suma de las resistencias nominales a flexión de las secciones de columna arriba y abajo del nudo, en el plano de análisis, calculadas en el paño del nudo. El momento nominal resistente será el que corresponde a la fuerza axial factorizada que, en un diagrama de interacción de la columna, produzca el menor momento resistente nominal.

ΣM_{nb} suma al paño del nudo de las resistencias nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo. En el caso de vigas coladas monolíticamente con losas, no será necesario considerar la contribución del acero de refuerzo de la losa a la resistencia a flexión.

La resistencia a flexión de las columnas y vigas se calculará con un esfuerzo en el acero de f_y y un factor de resistencia igual a 1.0. Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

Comentario:

En esta versión de la Norma, el requisito 6.4.2.2.2 pretende fomentar la formación de un mecanismo de falla ante cargas laterales en el que las vigas desarrollen su resistencia a flexión antes que las columnas, tal que se reduzca la probabilidad de fallas de entrepiso. El cálculo se hace mediante la comparación de resistencias nominales, es decir, tomando el factor de resistencia igual a la unidad.

6.4.2.3 Conexiones con otros elementos

6.4.2.2.1 Las conexiones viga-columna coladas en sitio y las conexiones losa-columna deberán cumplir con 6.9.

6.4.2.2.2 Las conexiones de estructuras prefabricadas deberán satisfacer 6.10.

6.4.3 Límites del refuerzo

6.4.3.1 Refuerzo longitudinal mínimo y máximo

6.4.3.1.1 El área del refuerzo longitudinal de la sección no será menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.06A_g$ si las columnas son no presforzadas y si son presforzadas con un esfuerzo efectivo medio debido al presfuerzo $f_{pe} < 1.5 \text{ MPa (15 kg/cm}^2\text{)}$.

Comentario:

El refuerzo mínimo es para proveer una resistencia mínima a flexión, aun cuando el análisis indique un momento nulo, así como para reducir los efectos del flujo plástico y la contracción del concreto bajo esfuerzos sostenidos de compresión. El flujo plástico y la contracción tienden a transferir carga del concreto al acero de refuerzo. Este incremento es mayor conforme la cuantía de refuerzo longitudinal disminuye. El refuerzo mínimo se suministra para evitar que el acero de refuerzo fluya ante cargas de servicio sostenidas (Richart, 1933).

El refuerzo máximo se establece por razones de construcción. Específicamente para que el concreto se pueda colocar y compactar alrededor de las barras. El límite de esta Norma es menor que el especificado en otras normas, como el ACI CODE-318-19. Nótese que los límites de refuerzo son independientes del grado del mismo.

6.4.3.2 Refuerzo por cortante mínimo

6.4.3.2.1 Se suministrará un área mínima de refuerzo a cortante, $A_{v,min}$ en toda columna que sea el mayor de a) y b):

$$\begin{array}{l} \text{a) } 0.062 \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad \left(0.2 \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_{yt}} \right) \\ \text{b) } 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad \left(3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}} \right) \end{array}$$

Comentario:

La necesidad de colocar refuerzo mínimo por cortante es la misma que para vigas. Véase 6.3.5.4.

6.4.4 Detallado del refuerzo de columnas de ductilidad baja

6.4.4.1 Refuerzo longitudinal

6.4.4.1.1 El número mínimo de barras longitudinales en columnas no presforzadas o presforzadas con un esfuerzo efectivo medio debido al presfuerzo $f_{pe} < 1.5 \text{ MPa}$ (15 kg/cm^2) será a) o b):

- Cuatro barras dentro de estribos rectangulares
- Seis barras dentro de refuerzo helicoidal o estribos circulares.

6.4.4.1.2 El refuerzo longitudinal de las columnas deberá ser continuo a través de vigas (nudos) y losas, con excepción de donde se terminen las columnas, como en el caso de azoteas.

6.4.4.1.3 Las barras longitudinales de columnas de planta baja o del nivel que se considera como base para diseño por sismo, se anclarán en la cimentación o desplante de manera que, a partir de su base, la longitud de desarrollo sea al menos 1.25 veces la calculada para alcanzar f_y .

6.4.4.1.4 En columnas que deban resistir fuerzas laterales accidentales, se supondrá que se cumple el requisito 14.4.1, si la longitud de desarrollo de toda barra longitudinal no es mayor que $2H/3$, donde H es la altura libre de la columna.

Comentario:

El cumplimiento de los requisitos que se establecen para el refuerzo de las columnas permite alcanzar el esfuerzo especificado de fluencia en las secciones críticas. El factor igual a 1.25 toma en cuenta la diferencia entre el esfuerzo de fluencia real y el nominal, así como el desarrollo de deformaciones en la rama de endurecimiento por deformación del acero.

6.4.4.2 Doblado del refuerzo longitudinal en columnas

6.4.4.2.1 La pendiente de la parte inclinada de una barra longitudinal doblada con relación al eje longitudinal de la columna no excederá 1:6. Los tramos de barra arriba y debajo de la barra doblada deberán ser paralelos al eje de la columna.

6.4.4.2.2 Si la cara de la columna está desfasada 80 mm o más, no se aceptará doblar el refuerzo longitudinal. En este caso, se deberán suministrar tramos de barras traslapadas con el refuerzo longitudinal adyacente a las caras desfasadas y ancladas y/o traslapadas en las columnas superior e inferior según 14.4 y 14.5, según corresponda.

6.4.4.3 Uniones del refuerzo longitudinal

6.4.4.3.1 Requisitos generales

6.4.4.3.1.1 El refuerzo longitudinal se podrá unir mediante traslapes, dispositivos mecánicos o soldadura que cumplan lo establecido en 14.5.

Comentario:

Es conveniente revisar cada barra traslapada de modo que sea diseñada para la máxima fuerza a tensión calculada. En especial cuando fuerzas laterales, por viento o inducidas por sismo, pueden provocar fuerzas de tensión mayores que las calculadas para carga gravitacional solamente.

6.4.4.3.2 Traslapes

6.4.4.3.2.1 Si la fuerza en la barra debido a cargas factorizadas es de compresión, se permitirá el uso de traslapes a compresión (véase 14.5.5). Se aceptará reducir la longitud del traslape a compresión, pero no será menor que 300 mm, si se cumple a) o b):

- Para columnas con estribos, se permitirá multiplicar la longitud requerida de traslape a compresión por 0.83 si los estribos a lo largo del traslape tienen un área efectiva no menor que $0.0015 h_s$ en ambas direcciones. Sólo se considerarán efectivas las ramas de los estribos perpendiculares a la dimensión h para calcular el área

- b) Para columnas con refuerzo helicoidal, se permitirá multiplicar la longitud requerida de traslape a compresión por 0.75 si el refuerzo helicoidal a lo largo del traslape cumple con 14.7.4.

6.4.4.3.2.2 Si la fuerza en la barra debido a cargas factorizadas es de tensión, los traslapes a tensión deberán satisfacer la tabla 6.4.4.3.2.2.

Tabla 6.4.4.3.2.2 – Clases de traslapes en columnas

Esfuerzo de tensión en la barra	Detalles del traslape	Clase del traslape
$\leq 0.5 f_y$	$\leq 50\%$ de barras traslapadas en una misma sección y traslapes en barras adyacentes separados al menos L_d	Clase A
	Otros	Clase B
$> 0.5 f_y$	Todos los casos	Clase B

Comentario:

En la fig. C6.4.4.3.2.1.a se ilustra la clase de traslape por diseñar dependiendo de la ubicación de la combinación de carga crítica en el diagrama de interacción fuerza axial – momento flexionante de la columna. Aun cuando todas las barras estén a compresión, se requiere que el traslape tenga una resistencia a tensión de $0.25f_y$. Los requisitos de 6.4.4.3.2.1 están calibrados para lograr esta resistencia mínima.

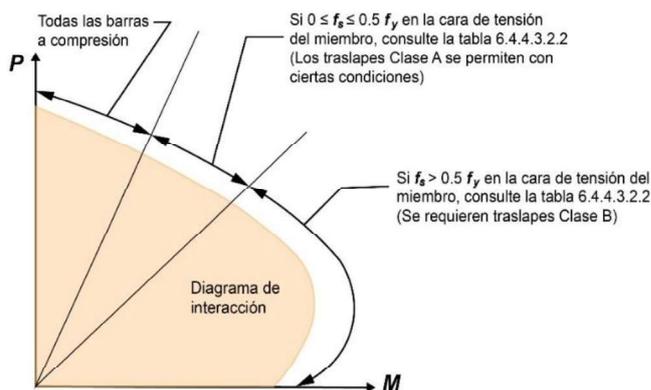


Figura C6.4.4.3.2.1.a – Requisitos de traslapes en columnas (adaptada de ACI CODE-318-19)

En la fig. C6.4.4.3.2.1.b se muestra una aplicación del requisito 6.4.4.3.2.1.a.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

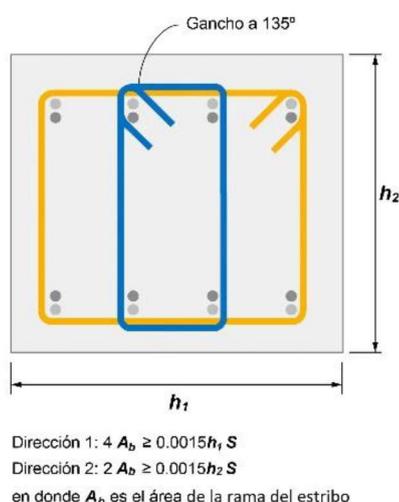


Figura C6.4.4.3.2.1.b – Ejemplo de aplicación de 6.4.4.3.2.1.a (adaptada de ACI CODE-318-19)

En esta Norma no se permite el uso de uniones de barras a tope debido a la ocurrencia de sismos que imponen cargas reversibles.

6.4.4.4 Refuerzo transversal

6.4.4.4.1 Requisitos generales

6.4.4.4.1.1 La separación del refuerzo transversal será la menor de todos los requisitos aplicables.

6.4.4.4.1.2 El detallado de refuerzo transversal deberá cumplir con 14.7.2 para el caso de estribos abiertos y grapas, 14.7.3 para estribos cerrados y 14.7.4 para refuerzo helicoidal.

6.4.4.4.1.3 En columnas presforzadas con un esfuerzo efectivo medio $f_{pe} \geq 1.5 \text{ MPa (15 kg/cm}^2\text{)}$, no será necesario cumplir con el límite de separación de $16d_b$ de 14.7.3.2.b.

6.4.4.4.1.4 Se deberá soportar lateralmente el refuerzo longitudinal de columnas para estribos cerrados según 6.4.4.4.2 o por refuerzo helicoidal de acuerdo con 6.4.4.4.3.

6.4.4.4.1.4.1 En caso de estructuras de ductilidad baja que formen un sistema dual, definido en la tabla 4.3.1 de la NTC-Sismo, cuyas columnas poseen refuerzo longitudinal soportado lateralmente por estribos cerrados, será necesario cumplir con 6.4.4.4.2.1 y 6.4.4.4.2.2. Cuando el marco no forme un sistema dual se deberá cumplir con 6.4.4.4.2.3 a 6.4.4.4.2.8.

6.4.4.4.1.5 En caso de suministrar anclas o conectores post-instalados (véase 14.10) en la parte superior de la columna o del pedestal, las anclas se deberán contener por refuerzo transversal que rodee al menos cuatro barras longitudinales de la columna o pedestal. El refuerzo transversal consistirá en al menos dos estribos del no. 4 o tres estribos del no. 3 colocados a lo largo de 150 mm, medidos a partir de la cara superior de la columna o pedestal.

6.4.4.4.1.6 En caso de colocar dispositivos mecánicos o anclas de barras corrugadas para conectar un elemento prefabricado en la parte superior de la columna o del pedestal, los dispositivos o anclas deberán contenerse por refuerzo transversal. El refuerzo transversal consistirá en al menos dos estribos del no. 4 o tres estribos del no. 3 colocados a lo largo de 150 mm, medidos a partir de la cara superior de la columna o pedestal.

Comentario:

Todas las barras longitudinales sujetas a compresión deberían estar rodeadas por refuerzo transversal. En caso de barras longitudinales dispuestas en una traza circular se pueden usar estribos circulares o refuerzo helicoidal (también llamados zunchos) con un paso igual a la separación de estribos.

El confinamiento que provee el refuerzo transversal requerido en 6.4.4.4.1.5 y 6.4.4.4.1.6 incrementa la capacidad de transferencia de carga de las anclas, conectores post-instalados y dispositivos mecánicos a la columna o pedestal donde el concreto puede agrietarse en la vecindad de las anclas y dispositivos mecánicos. Estas grietas pueden ocurrir debido a fuerzas no anticipadas causadas por cambios de temperatura, contracción restringida, impactos accidentales durante la construcción u operación, entre otros.

6.4.4.4.2 Soporte lateral de barras longitudinales mediante estribos o grapas

6.4.4.4.2.1 En todos los entrepisos, el primer estribo o grapa en el extremo inferior de la columna se colocará arriba del apoyo de la columna en una distancia no mayor que la mitad de la separación de estribos.

6.4.4.4.2.2 En todos los entrepisos, el último estribo o grapa en el extremo superior de la columna se colocará debajo del lecho inferior de la losa o viga en una distancia no mayor que la mitad de la separación de estribos. En caso de que se conecten vigas o ménsulas en todos los lados de la columna, el estribo o grapa superior se colocará a no más de 80 mm del lecho inferior de la viga o ménsula con menor peralte.

6.4.4.4.2.3 En el tercio inferior de la estructura se deberá colocar refuerzo transversal que cumpla con 6.4.4.4.2.4 a 6.4.4.4.2.8. En los dos tercios superiores, se aceptará soportar lateralmente las barras longitudinales de columnas de acuerdo con 6.4.4.4.2.1 y 6.4.4.4.2.2 y que cumplan con 6.4.4.4.5.

6.4.4.4.2.4 En ambos extremos de la columna, se suministrarán estribos cerrados que cumplan con 14.7.3 con separación s_o sobre una distancia L_o medida desde la cara del nudo. La separación s_o no deberá exceder el menor de a) a d):

- Para barras Grado 42, el menor de $8d_b$ de la barra longitudinal más delgada y de 200 mm
- Para barras Grado 56, el menor de $6d_b$ de la barra longitudinal más delgada y de 150 mm
- Para barras Grado 70, el menor de $5d_b$ de la barra longitudinal más delgada y de 150 mm
- Un cuarto de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.

La longitud L_o no será menor que el valor máximo de a) a d):

- Un sexto de la altura libre de la columna
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna
- 600 mm
- $H/2$ para las columnas de planta baja o el primer nivel sujeto a sismo, donde H es la altura libre de la columna.

6.4.4.4.2.5 El primer estribo cerrado se colocará a no más de $s_o/2$ de la cara de la unión viga-columna, la unión losa-columna o del apoyo de la columna. En caso de que se conecten vigas o ménsulas en todos los lados de la columna, el estribo o grapa superior se colocará a no más de 80 mm del lecho inferior de la viga o ménsula con menor peralte.

6.4.4.4.2.6 El refuerzo transversal en forma de estribos cerrados deberá cumplir con a) a f) (fig. 6.4.4.4.2.6):

- El refuerzo transversal podrá ser a base de estribos circulares, o de estribos rectangulares cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, con o sin grapas, de diámetro no menor que no. 3 y rematados como se indica en 14.3
- Cada extremo de los estribos rectangulares y de las grapas deberá abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblaje de 135 grados que satisfaga 14.3.2
- Se permite el uso de grapas de diámetro igual o menor que el de los estribos, sujeto a los requisitos de 14.7.2
- Si se usan grapas, la separación a lo largo de la columna será la misma que la de los estribos
- El refuerzo transversal se deberá arreglar de modo que la separación h_x de las barras de refuerzo longitudinal soportadas lateralmente por la esquina de una grapa o de una rama de estribo no exceda 500 mm alrededor del perímetro de la columna
- Donde $P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 70 \text{ MPa (700 kg/cm}^2\text{)}$ en columnas con estribos cerrados rectangulares, cada barra o paquete de barras longitudinales alrededor del perímetro deberá estar soportado lateralmente por la esquina de un

estribo o grapa y el valor de h_x no deberá exceder 300 mm. P_u deberá ser la mayor carga en compresión consistente con la combinación de cargas que incluya la acción del sismo.

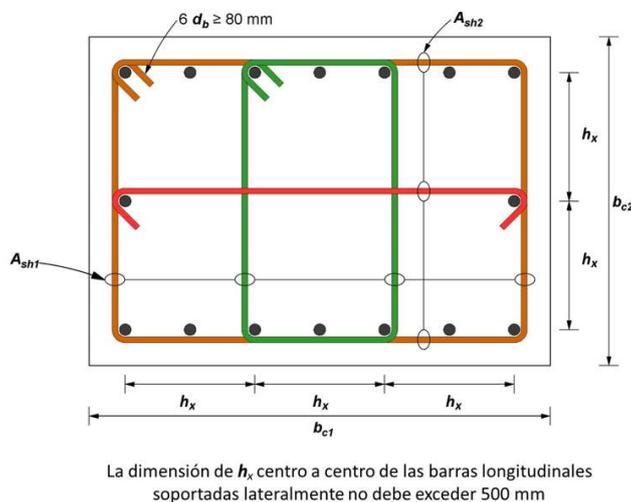


Figura 6.4.4.4.2.6 - Ejemplo del refuerzo transversal en columnas (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.4.4.4.2.7 Más allá de la longitud L_o , la separación de los estribos será de acuerdo con 6.4.4.4.5.1.

6.4.4.4.2.8 Las columnas que resistan reacciones de elementos rígidos discontinuos, como muros, deberán contar con refuerzo transversal con una separación s_o a lo largo de toda la altura debajo del nivel en el que ocurre la discontinuidad si la porción de la fuerza axial factorizada de compresión en estas columnas debida al sismo excede $A_g f_c' / 10$. El refuerzo transversal se deberá extender como se indica en 8.4.5.6.b.

Comentario:

Se considera que las columnas rectangulares son confinadas en una distancia igual al menor peralte de la viga o ménsula que se conecta si las vigas o ménsulas se conectan en los cuatro lados a la misma elevación. Si la columna tiene otra forma, se considera que existe un confinamiento equivalente si las vigas que se unen a la columna son ortogonales y son continuas a través de la columna.

En esta versión de la Norma se incluyeron nuevos requisitos de detallado del refuerzo transversal de columnas a partir de las observaciones hechas en sismos recientes, como los de Turquía de 2023. Se ha adoptado el criterio general de detallado del refuerzo transversal de columnas de ductilidad alta de modo que la separación horizontal entre barras longitudinales no sea excesiva. En 6.4.4.4.2.6.e se requiere una separación máxima de 500 mm para lograr una capacidad de rotación de la columna consistente con la distorsión última de marcos de ductilidad baja para el nivel de desempeño sísmico de seguridad de vida. Este detallado no se indica si la estructura está formada por un sistema dual de muros y columnas (véase 6.4.4.4.1.4.1). El suministro de estribos sobrepuestos y/o grapas en marcos de ductilidad baja se requiere en el tercio inferior del edificio bajo la suposición de que el marco responde en un primer modo de vibración. Si se anticipa la participación de modos superiores es recomendable extender el detallado a aquellas columnas sujetas a mayores demandas de momento flexionante.

6.4.4.4.3 Soporte lateral de barras longitudinales mediante refuerzo helicoidal

6.4.4.4.3.1 En todos los entrepisos, el inicio del refuerzo helicoidal se colocará en la parte superior de la zapata o losa.

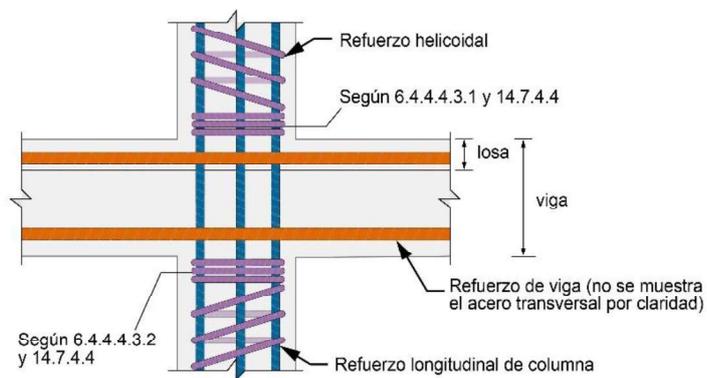
6.4.4.4.3.2 En todos los entrepisos, la parte superior del refuerzo helicoidal se colocará de acuerdo con la tabla 6.4.4.4.3.2.

Tabla 6.4.4.3.2 – Requisitos de la extensión del refuerzo helicoidal en el extremo superior de una columna

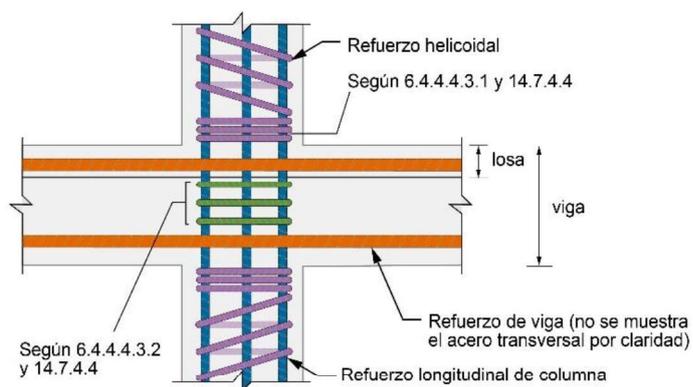
Elemento que se conecta en el extremo superior de la columna	Requisitos de la extensión
Vigas o ménsulas en todos los lados de la columna	Extender hasta el nivel más bajo del lecho inferior del refuerzo horizontal en los elementos apoyados
Vigas o ménsulas que no se conectan en todos los lados de la columna	Extender hasta el nivel más bajo del lecho inferior del refuerzo horizontal en los elementos apoyados Se colocarán estribos adicionales arriba de la terminación del refuerzo helicoidal hasta la cara inferior de losa, capitel o ábaco
Columnas con capiteles	Extender hasta el nivel en el que el diámetro o el ancho de un capitel sea dos veces el de la columna

Comentario:

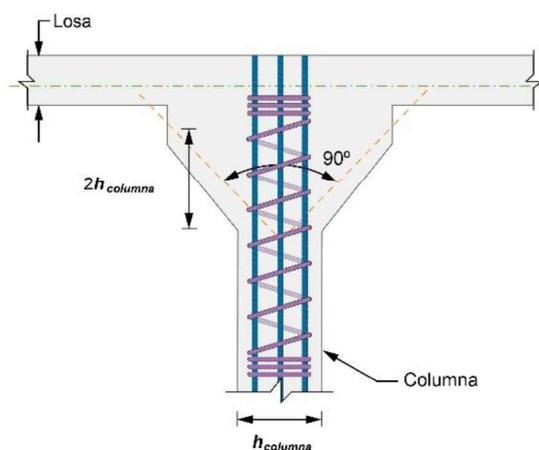
Véase Comentario: de 6.4.4.4.2. En la fig. C6.4.4.4.3 se ilustra la colocación del refuerzo helicoidal como soporte lateral de barras longitudinales.



a) Vigas en cuatro direcciones (sólo se muestran dos por claridad)



b) Vigas en dos direcciones



c) Columna con capitel

Figura C6.4.4.4.3 – Ejemplos de soporte lateral de barras longitudinales mediante refuerzo helicoidal

6.4.4.4.4 Soporte lateral de barras longitudinales dobladas

6.4.4.4.4.1 Donde se doblen las barras longitudinales (véase 6.4.4.2) se deberán suministrar estribos, grapas, refuerzo helicoidal o partes del sistema de piso, tal que resistan 1.5 veces la componente horizontal de la fuerza calculada en el tramo inclinado de la barra doblada.

6.4.4.4.4.2 Si se suministra el refuerzo transversal de 6.4.4.4.1, se deberá colocar a no más de 150 mm del punto de doblez.

6.4.4.4.5 Refuerzo para resistir fuerza cortante

6.4.4.4.5.1 Si se requiere refuerzo transversal para resistir la fuerza cortante, su separación máxima será la obtenida de acuerdo con la tabla 6.4.4.4.5.1.

Tabla 6.4.4.4.5.1 – Separación máxima del refuerzo por cortante en columnas de estructuras de ductilidad baja

V_s requerido	Separación máxima, s	
	Columnas no presforzadas	Columnas presforzadas
$\leq 0.33\sqrt{f_c'}b_wd$ ($1.1\sqrt{f_c'}b_wd$)	La menor de: $d/2$ 600 mm	$3h/4$
$> 0.33\sqrt{f_c'}b_wd$ ($1.1\sqrt{f_c'}b_wd$)	La menor de: $d/4$ 300 mm	$3h/8$

6.5 Muros de ductilidad baja

6.5.1 Alcance

6.5.1.1 Esta sección se aplicará para diseñar muros de ductilidad baja ($Q=2.0$) no presforzados y presforzados, colados en sitio o prefabricados en planta o en sitio.

6.5.1.2 Los muros de concreto simple se diseñarán de acuerdo con el Capítulo 12.

6.5.1.3 Los muros que sean parte de cimentaciones, como muros de contención o conectados a contratraves, se diseñarán según el Capítulo 9.

6.5.1.4 En edificios con sótanos confinados por muros de concreto perimetrales de mayor rigidez que los superiores, y con losas de sótano que se comportan como diafragmas rígidos en su plano, la altura total del muro, H_m , y la altura crítica H_{cr} , definida en 6.5.4.2.2, se medirán a partir de la parte superior del cajón de cimentación.

Comentario:

Esta sección es aplicable a muros sujetos a peso propio y a combinaciones de fuerza axial, momentos y fuerzas cortantes, éstos últimos, en el plano y/o fuera del mismo. Se espera que, para las fuerzas de diseño, los muros de ductilidad baja experimenten agrietamiento y deformaciones inelásticas correspondientes a las de la primera fluencia del refuerzo. Estos muros no son capaces de resistir ciclos de deformaciones inelásticas posteriores a la fluencia de alta magnitud.

A partir del estudio de casos característicos con esta configuración, la Norma supone que los cajones de sótanos con muros de concreto perimetrales y losas que se comportan como diafragmas rígidos en su plano, ofrecen suficiente restricción al giro y desplazamiento cuando la rigidez del cajón es al menos el doble de la rigidez del primer entrepiso arriba del cajón. En estos casos en que se verifica la mayor rigidez del cajón mediante el análisis, se considera que los muros se deforman a partir de la planta baja, o desde la parte superior del cajón rígido, incluso si éste remata sobre el nivel de banqueta.

6.5.2 Requisitos generales

6.5.2.1 Conexiones a otros elementos

6.5.2.1.1 Las conexiones de muros con la cimentación deberá cumplir con 6.10.3.

6.5.2.1.2 La conexión entre muros prefabricados será diseñada de conformidad con 6.10.2.

6.5.2.2 Cargas concentradas sobre muros

6.5.2.2.1 Si las cargas son concentradas, se tomará como longitud efectiva para resistir cada carga concentrada a la distancia igual a la de contacto más cuatro veces el espesor del muro, pero no mayor que la distancia centro a centro entre cargas. El ancho efectivo será el espesor del muro. La longitud horizontal efectiva del muro no se extenderá más allá de las juntas verticales del muro, a menos, que se suministre refuerzo a través de ellas para transferir las fuerzas. Se aceptará usar otra longitud efectiva si se demuestra mediante análisis.

Comentario:

La longitud efectiva considera la distribución de esfuerzos producida por la carga concentrada. La longitud efectiva de la Norma corresponde a la longitud cuando la distribución de esfuerzos es sensiblemente uniforme sobre la sección transversal.

6.5.2.3 Elementos de intersección

6.5.2.3.1 Los muros se anclarán a los elementos de intersección, como son sistemas de piso y techo, columnas, contrapartes, muros, zapatas y losas de cimentación.

6.5.2.3.2 En muros colados en sitio donde $P_u > 0.2 A_g f'_c$, el concreto en la porción del muro comprendida en el espesor del sistema de piso tendrá una resistencia especificada a compresión al menos igual $0.8 f'_c$ del muro.

Comentario:

El factor 0.8 refleja el menor confinamiento en uniones muro-losa en comparación con uniones columna-losa ante cargas gravitacionales.

6.5.3 Límites de diseño

6.5.3.1 La relación longitud a espesor L/t del muro será la indicada en la tabla 6.5.3.1.

Tabla 6.5.3.1 – Relación L/t del muro de acuerdo con la carga vertical aplicada

Carga vertical en el muro	L/t
$< 0.3A_g f'_c$	≤ 70
$\geq 0.3A_g f'_c$	≤ 40

6.5.3.2 El espesor mínimo de los muros macizos será el indicado en la tabla 6.5.3.2. Se aceptarán espesores menores si se demuestra su resistencia y estabilidad mediante análisis estructurales y/o ensayos de laboratorio.

Tabla 6.5.3.2 – Espesor mínimo de muros macizos

Tipo de muro	Espesor mínimo t		
De carga ^[1]	El mayor de:	140 mm	a)
		0.06 veces la altura no restringida lateralmente	b)
De relleno (no de carga)	El mayor de:	100 mm	c)
		0.04 veces la altura no restringida lateralmente	d)
En muros en contacto con el terreno y cimentaciones	200 mm		e)

^[1] Para ser diseñados con el método simplificado de 6.5.5.2.

6.5.3.2.1 En construcciones de no más de dos niveles, con altura de entrepiso no mayor que 3 m, el espesor mínimo de muros será de 100 mm.

6.5.3.3 Se aceptará que los muros diseñados con 6.5 no tengan los elementos de borde en las orillas de los muros (como los requeridos en muros de ductilidad media y alta) si forman un sistema dual, de conformidad con la tabla 4.3.1 de la NTC-Sismo, y se refuerzan transversalmente de acuerdo con 6.5.7.4.2. En sistemas formados por muros de concreto, los muros deberán satisfacer 7.5.3.1.

6.5.3.4 En los muros que no requieran elementos de borde, la separación vertical del refuerzo transversal en las orillas del muro se determinará según la tabla 6.5.3.4.

Tabla 6.5.3.4 – Separación vertical máxima del refuerzo transversal en las orillas de un muro de ductilidad baja donde no se requiera el elemento de borde

Grado de la barra de refuerzo primario a flexión	Separación vertical máxima del refuerzo transversal ^[1]	
42	El menor de:	$8d_b$
		200 mm
56	El menor de:	$6d_b$
		150 mm
70	El menor de:	$6d_b$
		150 mm

^[1] En esta tabla, d_b es el diámetro de la barra más delgada del refuerzo longitudinal primario de flexión en la orilla del muro

6.5.4 Resistencia requerida

6.5.4.1 Requisitos generales

6.5.4.1.1 Los efectos de esbeltez se calcularán según 3.3.5. De modo alternativo se aceptará analizar el efecto de esbeltez fuera de plano de acuerdo con 6.5.8.

6.5.4.1.2 Los muros se diseñarán para cargas axiales excéntricas, cargas laterales y cualquier otro tipo de carga al que sea sometido.

6.5.4.2 Fuerza axial y momento

6.5.4.2.1 El momento M_u será el consistente con la fuerza axial de diseño P_u . M_u será aumentado por efectos de esbeltez de acuerdo con 3.3.5. La fuerza axial P_u a una excentricidad dada no excederá P_R , donde P_R se calculará según 5.3 tomando F_R de 3.8 para secciones controladas por compresión.

6.5.4.2.2 En muros en que $H_m/L \geq 2$ se considerará al momento flexionante de diseño a lo largo de H_{cr} con un valor constante e igual al momento M_u obtenido del análisis en la base del muro. La altura crítica H_{cr} será igual al valor mayor de L o $M_u/4V_u$. A partir de la altura del muro, H_{cr} , se usará un diagrama de momentos flexionantes lineal tal que sea paralelo a la línea que une los momentos calculados en la base y en la punta del muro (fig. 6.5.4.2.2). En edificios con muros perimetrales de cimentación, se considerará el momento flexionante de magnitud constante a lo largo del primer nivel del sótano y de la altura crítica, H_{cr} , medida desde el desplante del muro en la parte superior del cajón hacia arriba.

Comentario:

El comportamiento de muros está regido, entre otros parámetros, por la relación M/VL , donde M es el momento flexionante actuante, V es la fuerza cortante actuante y L es la longitud del muro. Así, para valores elevados de esta relación, el comportamiento de un muro estará regido por la flexión. En el caso de muros en voladizo, el cociente M/VL se puede simplificar a H_m/L , donde H_m es la altura del muro. El diseño de muros esbeltos, con relación H_m/L superior a dos, está controlado frecuentemente por la flexión. Para fines de diseño, se considera el desplazamiento del diagrama de momentos debido a la formación de la articulación plástica de flexión en la base del muro. La altura crítica requerida es una medida simple de la longitud de la articulación plástica de flexión en la base del muro.

6.5.4.3 Fuerza cortante

6.5.4.3.1 Los muros se diseñarán para el máximo valor de V_u en el plano y de V_u fuera del plano.

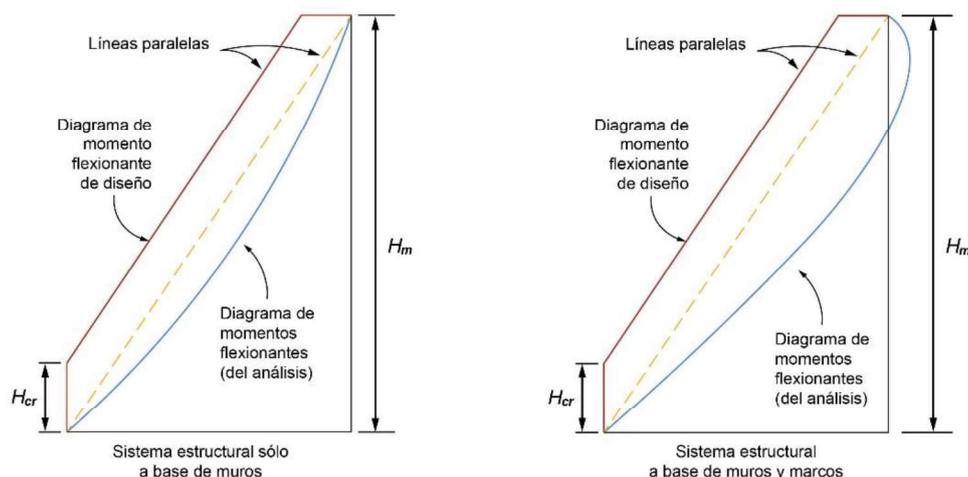


Figura 6.5.4.2.2 – Diagrama de momento flexionante de diseño para un muro de ductilidad baja

6.5.5 Resistencia de diseño

6.5.5.1 Fuerza axial y flexión en el plano y fuera del plano

6.5.5.1.1 Las resistencias de diseño a fuerza axial y momento se determinarán de acuerdo con 5.3. De modo alternativo se podrán calcular según 6.5.5.1.2.

6.5.5.1.1.1 Con base en un análisis de compatibilidad de deformaciones, se deberá incluir todo el refuerzo vertical colocado dentro de un ancho efectivo de los patines y de los elementos de borde (si existen) y en el alma del muro. Toda barra de refuerzo tomada en cuenta en el cálculo de la resistencia deberá estar anclada como se especifica en el Capítulo 14.

6.5.5.1.1.2 Si el muro posee aberturas, se deberá considerar su influencia en la resistencia a fuerza axial y flexión.

6.5.5.1.1.3 En muros con patines se aceptará considerar un ancho efectivo adyacente al alma del muro, tanto en el patín a compresión como a tensión, igual al menor de a) y b):

- La mitad de la distancia al paño del alma del muro más cercano
- 0.25 veces la altura total del muro arriba de la sección en consideración.

6.5.5.1.2 Opcionalmente, la resistencia de muros a flexión en su plano puede calcularse con la ecuación 6.5.5.1.2.a si la carga vertical de diseño $P_u \leq 0.3F_R t L f_c'$ y la cuantía del acero a tensión A_s / td no excede 0.008. En esta expresión, A_s es el acero longitudinal del muro colocado tal que el brazo z sea el obtenido con el criterio de las ecuaciones 6.5.5.1.2.b y d es el peralte efectivo del muro en dirección de la flexión.

$$M_R = F_R A_s f_y z \quad (6.5.5.1.2.a)$$

$$\begin{aligned} z &= 1.2H_m, & \text{si } \frac{H_m}{L} &\leq 0.5 \\ z &= 0.4 \left(1 + \frac{H_m}{L} \right) L, & \text{si } 0.5 < \frac{H_m}{L} < 1.0 \\ z &= 0.8L, & \text{si } \frac{H_m}{L} &\geq 1.0 \end{aligned} \quad (6.5.5.1.2.b)$$

donde H_m es la altura total del muro, medida desde el empotramiento o desplante hasta su punta. El área de acero a tensión A_s no será menor que la obtenida según 6.3.5.1.2.

6.5.5.1.3 En muros de relleno, no de carga, M_u se determinará de conformidad con 5.2.

Comentario:

Es aceptable aplicar las hipótesis de flexión y flexocompresión para calcular las resistencias de muros, considerando la contribución a la resistencia de todo refuerzo anclado para que pueda desarrollar su esfuerzo especificado de fluencia. Se espera que los elementos de la cimentación se diseñen para resistir la fuerza axial y momento flexionante resistentes del muro.

Si la carga vertical sobre un muro de ductilidad baja, sujeto a cargas horizontales en su plano, es mayor que el valor de la carga balanceada (considerada de manera aproximada igual a $0.3 f_c' A_g$) es necesario que el muro se revise como una columna a flexocompresión. En esta revisión se incluiría el análisis por pandeo del muro a fin de verificar la idoneidad de su espesor. Este análisis no es necesario si la edificación es de dos niveles, para la cual se permite un espesor mínimo de 100 mm. Puesto que los muros de ductilidad baja no estarán sujetos a deformaciones cíclicas inelásticas, no se requieren elementos de borde como se especifica para muros de ductilidad media y alta (véase Capítulos 7 y 8).

6.5.5.2 Fuerza axial y flexión fuera del plano – método simplificado

6.5.5.2.1 Si la resultante de todas las cargas de diseño queda dentro del tercio medio del espesor del muro sólido con sección rectangular, P_R se podrá calcular con la ec. 6.5.5.2.1:

$$P_R = 0.55F_R f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (6.5.5.2.1)$$

F_R será el correspondiente a secciones controladas por compresión según 3.8.

6.5.5.2.2 El factor de longitud efectiva k será el señalado en la tabla 6.5.5.2.2.

Tabla 6.5.5.2.2 – Factor de longitud efectiva k para muros usando el método simplificado

Condiciones de borde	k
Muros restringidos a desplazamiento lateral en bordes superior e inferior y:	
a) Restringidos a rotación en uno o dos extremos (superior, inferior o ambos)	0.8
b) Sin restricción al giro en ambos extremos	1.0
Muros no restringidos ante desplazamientos laterales	2.0

6.5.5.2.3 El refuerzo mínimo será el requerido en 6.5.6.

Comentario:

El método simplificado de diseño se aplica sólo a muros sólidos de sección rectangular. Para otros muros, se aplican los requisitos de 6.5.5.1. Este método se basa en usar las cargas axiales excéntricas y los momentos fuera de plano para determinar la excentricidad total máxima de la fuerza axial factorizada P_u . Cuando la resultante de la carga Axia para todas las combinaciones de carga cae en el tercio medio del espesor del muro (es decir, para una excentricidad no mayor que $h/6$) en todas las secciones a lo largo del muro, no existen tensiones en el muro y se puede aplicar el método simplificado. Aplicando el método simplificado, la carga P_u deberá ser menor o igual que la resistencia P_R calculada según 6.5.5.2.1.

6.5.5.3 Fuerza cortante en el plano

6.5.5.3.1 V_R se calculará de acuerdo con 6.5.5.3.2 a 6.5.5.3.4. De manera alternativa, los muros con $H_m/L_m < 2$, se permitirá el uso del método de puntales y tensores del Capítulo 10. En todos los casos, el refuerzo satisfará los límites de 6.5.6, 6.5.7.1 y 6.5.7.2.

6.5.5.3.2 V_u en cualquier sección horizontal no excederá

$$0.63\sqrt{f'_c} A_{cv} \quad \left(2\sqrt{f'_c} A_{cv} \right) \quad (6.5.5.3.2)$$

6.5.5.3.3 V_R se calculará como:

$$V_R = F_R \left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + p_t f_{yt} \right) A_{cv} \quad (6.5.5.3.3)$$

donde:

$\alpha_c = 0.25$, si se usa Sistema Internacional (0.80, si se usa sistema MKS) para $H_m/L_m \leq 1.5$

$\alpha_c = 0.17$, si se usa Sistema Internacional (0.53, si se usa sistema MKS) para $H_m/L_m \leq 2.0$

α_c varía linealmente entre los valores de arriba si $1.5 < H_m/L_m < 2.0$

6.5.5.3.4 Donde los muros estén sujetos a fuerzas netas de tensión, α_c en la ec. 6.5.5.3.3 se tomará como:

$$\alpha_c = 0.17 \left(1 + \frac{P_u}{3.5A_g} \right) \geq 0.0 \quad (6.5.5.3.4)$$

$$\left(\alpha_c = 0.53 \left(1 + \frac{P_u}{35A_g} \right) \geq 0.0 \right)$$

donde P_u es negativa por estar a tensión.

6.5.5.3.5 En muros con aberturas, para calcular α_c en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación altura a longitud, entre la del muro completo H_m y la del segmento considerado H_s .

Comentario:

El principal mecanismo resistente a carga lateral de muros de concreto es mediante la formación de puntales de concreto, equilibrados por el refuerzo del muro trabajando a tensión. Uno de los modos de falla de este mecanismo es el aplastamiento del puntal de compresión. Para evitar que este modo se alcance, se limita la fuerza cortante de diseño. Este límite se establece porque el modo de falla por aplastamiento es frágil.

En esta versión de la Norma se decidió modificar la ecuación de diseño para hacerla compatible con la que se utiliza en muros de ductilidad alta. La nueva expresión (ec. 6.5.5.3.3) conduce a estimaciones seguras de la resistencia a fuerza cortante (Orakcal et al., 2009). El primer sumando de esta ecuación corresponde a la contribución del concreto y el segundo a la del refuerzo transversal.

La contribución del concreto a la resistencia a cortante de un muro depende de la relación H_m/L y de la fuerza axial. Como en el caso de vigas de concreto, a mayor flexión, menor será la fuerza cortante resistente del concreto.

En muros, la relación H_m/L o H_s/L indica, de manera aproximada, si el comportamiento estará controlado por flexión o por cortante, según la importancia relativa de las deformaciones producidas por estas acciones internas.

Si la fuerza axial es de tensión en la sección completa del muro, la resistencia a cortante disminuye drásticamente.

En estos casos, el muro se diseñaría de modo que la fuerza cortante de diseño fuera resistida únicamente por el refuerzo transversal del muro.

En el caso de muros con aberturas, se aconseja colocar las aberturas de modo que el flujo de esfuerzos dentro del muro sea lo más continuo y directo, con los menores cambios de dirección y magnitud posibles. En todo caso, conviene revisar la necesidad de reforzar los muros alrededor de aberturas para controlar cualquier agrietamiento que ocurra. Se acepta el uso del método de puntales y tensores del Capítulo 10 de esta Norma.

6.5.5.4 Fuerza cortante fuera del plano

6.5.5.4.1 V_R se calculará según 5.5.

6.5.5.5 Muros acoplados

6.5.5.5.1 Todas las reglas señaladas anteriormente serán válidas para los segmentos de muros que formen parte de muros acoplados destinados a resistir fuerzas laterales en su plano. Las vigas de acoplamiento de ductilidad baja se diseñarán y detallarán según lo especificado en el Capítulo 10. No se aceptará usar vigas de acoplamiento de ductilidad baja para disipar la energía.

Comentario:

Los muros acoplados mediante vigas son un sistema muy eficiente para resistir fuerzas laterales como las producidas por el viento. Se pueden usar muros acoplados de ductilidad baja si se demuestra que, cuando se desarrolla la resistencia de las vigas de acoplamiento de ductilidad baja, las deformaciones inelásticas en el muro son nulas o bajas, éstas asociadas a flexión en el muro.

6.5.6 Límites del refuerzo

6.5.6.1 Si $V_u \leq 0.04F_R\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ ($V_u \leq 0.13F_R\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$) en el plano, se deberán suministrar p_l y p_t de acuerdo con la tabla 6.5.6.1.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 6.5.6.1 – Refuerzo mínimo para muros con $V_u \leq 0.04F_R\alpha_c\lambda\sqrt{f_c'}A_{cv}$ ($V_u \leq 0.13F_R\alpha_c\lambda\sqrt{f_c'}A_{cv}$)

Tipo de muro	Tipo de refuerzo no presforzado	Tamaño de barra o alambre	f_y , MPa (kg/cm ²)	p_l mínima (longitudinal) ^[1]	p_t mínima (transversal)
Colado en sitio	Barras corrugadas	\leq No. 5	≥ 420 (4 200)	0.0012	0.0020
		$>$ No. 5	≥ 420 (4 200)	0.0015	0.0025
	Alambres soldados, corrugados	≤ 16 mm	Cualquier	0.0012	0.0020
Prefabricados ^[2]	Barras corrugadas o alambres soldados	Cualquier	Cualquier	0.0010	0.0010

^[1] Muros presforzados sujetos a un esfuerzo efectivo de compresión de al menos 1.5 MPa (15 kg/cm²) no necesitan cumplir con el requisito de p_l mínimo si se demuestra, mediante análisis, que posee una resistencia, estabilidad y comportamiento en condiciones de servicio adecuadas.

^[2] Muros prefabricados y presforzados que trabajan en una dirección, con ancho no mayor que 4 m y sin estar conectados de modo de causar alguna restricción en la dirección transversal, no necesitan cumplir con el refuerzo mínimo en la dirección perpendicular al refuerzo por flexión.

6.5.6.2 Si $V_u \leq 0.04F_R\alpha_c\lambda\sqrt{f_c'}A_{cv}$ ($V_u \leq 0.13F_R\alpha_c\lambda\sqrt{f_c'}A_{cv}$) en el plano, se deberán cumplir a) y b):

- a) p_t será el mayor del valor calculado con la ec. 6.5.6.2 y 0.0025, pero no necesita exceder p_t calculado para resistir cortante a partir de 6.5.5.3.3

$$p_t \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) (p_t - 0.0025) \quad (6.5.6.2)$$

- b) $p_t \geq 0.0025$.

Comentario:

Se requiere colocar barras de refuerzo horizontal y vertical en muros. En la Norma se refiere al refuerzo como longitudinal o transversal dependiendo su orientación con respecto al eje longitudinal del elemento. Así, en caso de segmentos verticales de muro, el refuerzo distribuido horizontal será p_t y el refuerzo distribuido vertical será indicado por p_l .

No se requiere colocar refuerzo transversal en muros prefabricados y presforzados que tengan un ancho igual o menor que 4 m porque este ancho es menor que el que se desarrollan esfuerzos por contracción y temperatura que requieran refuerzo transversal. Además, buena parte de la contracción de estos elementos ocurre antes que se conecten a la estructura. Una vez que se conectan, los muros no tienen una conexión tan rígida transversalmente como la de concreto monolítico, tal que la restricción a los cambios volumétricos se reduce significativamente. Ello explica también por qué se requieren mayores separaciones de refuerzo en 6.5.7.1.2.

Los ensayos de laboratorio indican que en muros con baja relación altura-longitud, cargados monótonamente, el refuerzo horizontal para resistir fuerzas cortantes es menos efectivo que el vertical. Esta tendencia se reconoce en la ec. 6.5.6.2.

6.5.7 Detallado del refuerzo

6.5.7.1 Separación y terminación del refuerzo longitudinal

6.5.7.1.1 La separación s del refuerzo longitudinal (vertical) en muros colados en sitio no excederá el menor valor de $3t$ y 450 mm. Si se requiere refuerzo para resistir fuerza cortante en el plano del muro, la separación de refuerzo longitudinal no será mayor que $L/3$.

6.5.7.1.2 La separación s del refuerzo longitudinal (vertical) en muros prefabricados no deberá exceder el menor de a) y b):

- a) $5t$
b) 450 mm en muros exteriores y 750 mm en muros interiores.

Si se requiere refuerzo para resistir la fuerza cortante en el plano del muro, s no excederá el menor de $3t$, 450 mm y $L/3$.

6.5.7.1.3 El refuerzo longitudinal (vertical) se deberá distribuir en dos capas, cada una próxima a una cara del muro. Quedan exceptuados muros con espesores menores de 150 mm o con un esfuerzo cortante medio de diseño menor que $0.19\sqrt{f'_c}$ en MPa (o $0.6\sqrt{f'_c}$ en kg/cm²) que no sean muros de sótano de un piso y muros de contención en voladizo. En esos casos la capa se colocará a medio espesor. La separación transversal a través del ancho del muro no excederá 600 mm.

6.5.7.1.4 En muros con $H_m/L \leq 1.2$, el refuerzo vertical para flexión o flexocompresión que se calcule en la sección de momento máximo se prolongará recto y sin reducción en toda la altura del muro, distribuido en los extremos de éste en anchos iguales a $(0.25 - 0.1 H_m/L) L$, medido desde el correspondiente borde, pero no mayor cada uno que $0.4H_m$.

6.5.7.1.5 Si la relación $H_m/L > 1.2$, el refuerzo para flexión o flexocompresión se colocará en los extremos del muro en anchos iguales a $0.15L$ medidos desde el correspondiente borde. Arriba del nivel H_{cr} , este refuerzo se puede hacer variar de acuerdo con los diagramas de momentos y fuerza axial, respetando las disposiciones de 14.4 y 6.5.4.2.2.

6.5.7.1.6 En los muros, en las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiera refuerzo que se corta o dobla, la longitud que se continúa de cada barra que no se corta ni se dobla será mayor o igual que $L_d + 3m$.

Comentario:

En esta Norma se incrementó la separación entre barras de 350 mm a 450 mm para facilitar la construcción de muros. Además, esta separación máxima es consistente con la utilizada en los ensayos de laboratorio usados para la derivación de los requisitos de diseño para muros.

Cuando el muro se sujeta a momentos flexionantes elevados, monótonos o cíclicos, es factible que el refuerzo en el extremo a compresión fluya. La probabilidad de pandeo del refuerzo aumenta si ciclos de flexión inelástica producen fluencia por tensión y provocan elevadas compresiones tras la reversión de la carga. La restricción a pandeo del refuerzo vertical es importante para asegurar que el muro exhiba un comportamiento estable en resistencia y rigidez. Los muros se refuerzan vertical y horizontalmente mediante dos capas de acero restringidas en el espesor del muro con grapas.

En muros esbeltos, con relación H_m/L mayor que 1.2, se requiere distribuir el refuerzo vertical en los extremos para poder resistir los esfuerzos de flexión que usualmente controlan el comportamiento de este tipo de muros.

En la Norma, se especifica que los muros se refuerzan con dos capas de barras de acero, de modo de promover un comportamiento más estable ante cargas laterales reversibles.

6.5.7.2 Separación del refuerzo transversal

6.5.7.2.1 La separación s del refuerzo transversal (horizontal) en muros colados en sitio no deberá ser mayor que el menor de $3t$ y 450 mm. Si se requiere refuerzo para resistir fuerza cortante en el plano, s no excederá $L/5$.

6.5.7.2.2 La separación s del refuerzo transversal (horizontal) en muros precolados no será mayor que el menor de a) y b):

- a) $5t$
- b) 450 mm para muros exteriores y 750 mm para muros interiores.

Si se requiere refuerzo para resistir la fuerza cortante en el plano del muro, s no excederá el menor de $3t$, 450 mm y $L/5$.

Comentario:

En esta Norma se incrementó la separación entre barras de 350 mm a 450 mm para facilitar la construcción de muros. Además, esta separación máxima es consistente con la utilizada en los ensayos de laboratorio usados para la derivación de los requisitos de diseño para muros.

6.5.7.3 Refuerzo por cortante a través del espesor del muro

6.5.7.3.1 El refuerzo por cortante requerido para la resistencia fuera del plano se deberá extender lo más cerca posible de las fibras extremas a compresión y tensión y deberá cumplir los requisitos de 14.7.1.3 y 14.7.1.8.

6.5.7.4 Restricción lateral del refuerzo longitudinal

6.5.7.4.1 Si se requiere el refuerzo longitudinal para resistir fuerza de compresión y si $A_{st} > 0.01A_g$, el refuerzo longitudinal (vertical) deberá ser restringido por estribos cerrados y/o grapas que cumplan lo señalado en 14.7.

La separación de estribos y grapas deberá satisfacer la tabla 6.5.7.4.1.

Tabla 6.5.7.4.1 – Separación vertical máxima del refuerzo transversal en las orillas de un muro de ductilidad baja fuera del elemento de borde

Grado de la barra de refuerzo primario a flexión	Separación vertical máxima del refuerzo transversal ^[1]	
42	El menor de:	$8d_b$
		$t/2$
		200 mm
56	El menor de:	$6d_b$
		$t/2$
		150 mm
70	El menor de:	$6d_b$
		$t/2$
		150 mm

^[1] En esta tabla, d_b es el diámetro de la barra más delgada del refuerzo longitudinal primario de flexión y t es el espesor del muro.

6.5.7.4.2 En muros de estructuras de ductilidad baja que formen un sistema dual, definido en la tabla 4.3.1 de la NTC-Sismo, se deberá arreglar el refuerzo transversal alrededor del refuerzo longitudinal concentrado en las orillas del muro de modo que la separación h_x de las barras de refuerzo longitudinal soportadas lateralmente por la esquina de una grapa o de una rama de estribo no exceda 500 mm medidos a lo largo del muro.

6.5.7.5 Refuerzo alrededor de aberturas

6.5.7.5.1 En adición al refuerzo mínimo especificado en 6.5.6, se suministrarán dos barras del no. 5 alrededor de aberturas en forma de puerta o ventana en muros con dos capas en las dos direcciones, o una barra del no. 5 en muros con una capa de refuerzo en las dos direcciones. Estas barras se prolongarán una distancia no menor que su longitud de desarrollo, medida desde las esquinas de la abertura.

6.5.7.6 Juntas de colado

6.5.7.6.1 Todas las juntas de colado cumplirán con lo requerido en 16.6.8.

Comentario:

La Norma supone que los muros se comportarán monolíticamente a través de las juntas de colado. Por ello, se pide que antes de colocar el nuevo concreto, las juntas estén saturadas de agua, libres de polvo o cualquier otro material que pueda producir un plano de agrietamiento y falla que debilite al muro.

En la versión 2023 de la Norma se requiere la colocación de refuerzo transversal en los extremos de muros de un sistema dual de modo de restringir lateralmente las barras longitudinales. Este requisito se basa en observaciones hechas en estructuras dañadas durante los sismos de Turquía. El propósito es lograr extremos de muro con concreto mejor confinado que puedan soportar posibles demandas de deformación en el intervalo inelástico.

6.5.8 Deflexiones fuera del plano ante cargas de servicio

6.5.8.1 Las deflexiones fuera de plano ante cargas de servicio, Δ_s , se calcularán de conformidad con la tabla 6.5.8.1, donde M_a se determinará a partir de 6.5.8.2.

Tabla 6.5.8.1 – Cálculo de Δ_s

M_a	Δ_s	
$\leq \frac{2}{3} M_{cr}$	$\Delta_s = \frac{M_a}{M_{cr}} \Delta_{cr}$	a)
$> \frac{2}{3} M_{cr}$	$\Delta_s = \frac{2}{3} \Delta_{cr} + \frac{(M_a - \frac{2}{3} M_{cr})}{(M_R/F_R - \frac{2}{3} M_{cr})} (\Delta_n - \frac{2}{3} \Delta_{cr})$	b)

6.5.8.2 El momento máximo a la mitad de la altura del muro debido a cargas de servicio laterales y verticales excéntricos, incluyendo efectos de segundo orden $P_s \Delta_s$, M_a , se deberá calcular con la ec. 6.5.8.2 mediante la iteración de las deflexiones.

$$M_a = M_{sa} + P_s \Delta_s \quad (6.5.8.2)$$

6.5.8.3 Δ_{cr} y Δ_n se calcularán con a) y b), respectivamente:

$$a) \quad \Delta_{cr} = \frac{5 M_{cr} l_c^2}{48 E_c I_g} \quad (6.5.8.3.a)$$

$$b) \quad \Delta_n = \frac{5 M_R l_c^2}{48 F_R E_c I_{cr}} \quad (6.5.8.3.b)$$

Comentario:

Este procedimiento se puede utilizar en lugar de lo requerido en 6.5.4.1.1 para el diseño fuera de plano de muros esbeltos y restringidos de rotar en su borde superior. Si los muros tienen ventanas o aberturas grandes, no se puede considerar que la sección transversal sea constante. En estos casos, los muros se deberían diseñar tomando en cuenta los efectos de dichas aberturas.

6.6 Losas que trabajan en una dirección en estructuras de ductilidad baja

6.6.1 Alcance

6.6.1.1 Esta sección se aplicará para el diseño de losas reforzadas y losas presforzadas con acero de refuerzo por flexión que trabajan en una dirección. Se incluye a las losas indicadas en a) a d):

- Losas macizas
- Losas no compuestas coladas sobre láminas metálicas
- Losas construidas en distintos colados, pero unidas para trabajar monolíticamente
- Losas prefabricadas, losas nervadas y losas pretensadas huecas.

6.6.1.2 En el diseño de losas presforzadas que trabajan en una dirección se deberá cumplir, adicionalmente, con los requisitos de 11.6.

6.6.2 Requisitos generales

6.6.2.1 Se deberán considerar los efectos de cargas concentradas, aberturas y huecos en la losa en el diseño.

Comentario:

Las cargas concentradas y aberturas en las losas producen momentos y cortantes locales que pueden provocar que estas zonas de una losa trabajando en una dirección tengan un comportamiento en dos direcciones. Las losas

trabajando en una dirección son susceptibles de experimentar fallas por punzonamiento en dos direcciones alrededor del área de aplicación de una carga concentrada, así como desarrollar fluencia por flexión localizada en la vecindad de dicha carga.

Es necesario evaluar la influencia de aberturas a través de la losa y de huecos (como es el caso de ductos) en las resistencias a flexión y cortante, así como en las deflexiones. Se han de revisar las potenciales secciones críticas creadas por aberturas y huecos.

6.6.2.1 Conexiones a otros elementos

6.6.2.2.1 Si la construcción es monolítica, las conexiones viga-columna y losa-columna deberán satisfacer 6.9.

6.6.2.2.2 En construcción prefabricada, las conexiones deberán cumplir con 6.10.

6.6.3 Límites de diseño

6.6.3.1 Espesor mínimo de la losa

6.6.3.1.1 El espesor total de una losa maciza no presforzada h que no soporte muros divisorios u otros elementos que puedan dañarse debido a flechas significativas deberá ser al menos el valor límite señalado en la tabla 6.6.3.1.1, a menos que se satisfagan los límites de deflexiones establecidas en 6.6.3.2

Tabla 6.6.3.1.1 – Espesor mínimo de losas macizas no presforzadas que trabajan en una dirección

Tipo de apoyo	Espesor mínimo $h^{[1]}$
Simple	$L/20$
Empotrado en un extremo	$L/24$
Empotrado en dos extremos	$L/28$
Voladizo	$L/10$

^[1] Estos valores son aplicables para concreto de peso normal y barras Grado 42. Para otros casos, se aplicarán los factores de modificación de 6.6.3.1.1.1 a 6.6.3.1.1.3, según corresponda.

6.6.3.1.1.1 Para barras distintas de Grado 42, las expresiones de la tabla 6.6.3.1.1 se multiplicarán por $(0.4 + f_y/700)$ en MPa [$(0.4 + f_y/7\ 000)$, en kg/cm²].

6.6.3.1.1.2 En el caso de losas no presforzadas construidas con concreto ligero con peso volumétrico w_c entre 14.4 y 18.4 kN/m³ (1 440 y 1 840 kg/m³), se deberán multiplicar las expresiones de la tabla 6.6.3.1.1 por el mayor de a) y b):

- $1.65 - 0.03w_c$, en kN/m³ ($1.65 - 0.0003w_c$, en kg/m³)
- 1.09.

6.6.3.1.1.3 Se usará el factor de 6.6.3.1.1.2 si la losa no presforzada se construye como losa compuesta con concreto de peso normal y de peso ligero, donde este último esté sujeto a compresión.

6.6.3.1.2 Se permitirá incluir el acabado del piso de concreto en el espesor h si se construye de manera monolítica con la losa o si el acabado se diseña para trabajar como sección compuesta según 6.10.

Comentario:

La base para el espesor mínimo de losas trabajando en una dirección es la misma que para vigas. Véase el Comentario: de 6.3.3.1.

6.6.3.2 Límites para flechas calculadas

6.6.3.2.1 En losas no presforzadas que no cumplan con 6.6.3.1 y para losas presforzadas, se calcularán las deflexiones inmediatas y diferidas de acuerdo con 13.4 sin que excedan los límites prescritos en la NTC-Criterios.

6.6.3.2.2 No será necesario calcular las deflexiones en losas no presforzadas y diseñadas como sección compuesta una vez que la losa trabaje como elemento compuesto. Será necesario revisar las deflexiones que ocurran antes que la losa trabaje como elemento compuesto, a menos que el espesor antes de trabajar como sección compuesta satisfaga 6.6.3.1.

Comentario:

La base para los límites de flechas calculadas en losas trabajando en una dirección es la misma que para vigas. Véase el Comentario: de 6.3.3.2. En caso de requerirse, es necesario apuntalar la losa antes que trabaje como sección compuesta con objeto de evitar deformaciones excesivas.

6.6.3.3 Límite de deformaciones unitarias en el acero de refuerzo de losas no presforzadas

6.6.3.3.1 Las losas no presforzadas se considerarán como elementos controlados por tensión de acuerdo con la tabla 3.8.2.2.

Comentario:

El límite de deformaciones unitarias en losas trabajando en una dirección es la misma que para vigas. Véase el Comentario: de 6.3.3.3.

6.6.3.4 Límites de esfuerzos en losas presforzadas

6.6.3.4.1 Las losas presforzadas se clasificarán como de Clase A, T o SA, según 13.3.2.2.1.

6.6.3.4.2 Los esfuerzos en losas presforzadas después de la transferencia y bajo cargas de servicio no deberán exceder los esfuerzos permitidos en la tabla 13.3.2.2.1.

6.6.4 Resistencia requerida

6.6.4.1 La resistencia requerida se calculará de acuerdo con 6.2.2.

6.6.4.2 En losas presforzadas, los efectos de las reacciones producidas por el presfuerzo en las fuerzas internas se deberán considerar con un factor de carga igual a 1.0.

6.6.4.3 Momento flexionante último

6.6.4.3.1 En losas construidas integralmente con sus apoyos, se aceptará calcular M_u en el paño del apoyo.

6.6.4.3.2 En losas planas, la sección crítica para flexión negativa en las franjas de columna y central se supondrá a una distancia $c_1/2$ del eje de columnas correspondientes. Aquí, c_1 es la dimensión transversal de la columna paralela a la flexión, o el diámetro de la intersección con la losa o el ábaco del mayor cono circular recto, con vértice de 90 grados, que pueda inscribirse en el capitel. En columnas se considerará como crítica la sección de intersección con la losa o el ábaco. Si hay capiteles, se tomará la intersección con el capitel.

6.6.4.4 Fuerza cortante última

6.6.4.4.1 En losas construidas integralmente con sus apoyos, se permitirá calcular V_u en el paño del apoyo.

6.6.4.4.2 Las secciones entre el paño del apoyo y una sección crítica localizada a una distancia d del paño del soporte para losas sin presfuerzo y a $h/2$ del paño de un apoyo para losas con presfuerzo se podrán diseñar para V_u en esa sección crítica si se cumple con a) a c):

- La reacción en el apoyo, en la dirección de la fuerza cortante aplicada, produce compresión en el extremo de la losa
- Las cargas se aplican sobre o cerca de la cara superior de la losa
- No existen cargas concentradas entre el paño del apoyo y la sección crítica.

Comentario:

Los requisitos para la selección de la sección crítica por fuerza cortante en losas trabajando en una dirección son los mismos que para vigas.

6.6.5 Resistencia de diseño

6.6.5.1 Momento flexionante

6.6.5.1.1 M_R se calculará de acuerdo con 5.2.

6.6.5.1.2 En losas presforzadas, se considerará a los tendones externos como tendones no adheridos para el cálculo de la resistencia a flexión, a menos que los tendones externos estén adheridos a la sección de concreto en toda la longitud de la losa.

6.6.5.1.3 Si el refuerzo principal de flexión en una losa considerada como el patín de una viga T es paralelo al eje longitudinal de la viga, se suministrará refuerzo perpendicular al eje de la viga próximo a la cara superior de la losa de acuerdo con a) y b):

- a) El refuerzo perpendicular al eje de la viga y colocado próximo a la cara superior de la losa se diseñará para resistir la carga de diseño actuando sobre el ancho de la losa que se supone que trabaja en voladizo
- b) Sólo será necesario considerar el ancho efectivo de la losa obtenido mediante 5.2.1.4.2.

Comentario:

El requisito de 6.6.5.1.3 se aplica solamente donde la viga T es paralela al claro de la losa trabajando en una dirección. En este caso, el refuerzo primario de la losa es paralelo a la viga y el perpendicular se dimensiona usualmente para resistir cambios volumétricos (por temperatura y contracción). El refuerzo que se pide en este requisito es para momentos negativos no previstos que puedan desarrollarse en exceso de los que pueden ser resistidos por el refuerzo por cambios volumétricos.

6.6.5.2 Fuerza cortante

6.6.5.2.1 V_R se calculará según 5.5.

6.6.5.2.2 En losas de concreto compuestas, la resistencia a cortante horizontal V_{Rh} se obtendrá con 6.10.4.4.

6.6.6 Límites del refuerzo

6.6.6.1 Refuerzo de flexión mínimo en losas no presforzadas

6.6.6.1.1 El refuerzo de flexión mínimo $A_{s,min}$ será $0.0018A_g$.

Comentario:

Esta cuantía es la misma requerida para cambios volumétricos (véase Capítulo 12). La única diferencia es que el refuerzo por flexión mínimo se coloca lo más cerca posible y práctico a la cara de concreto a tensión producto de las cargas aplicadas. En el caso del refuerzo por cambios volumétricos, se acepta colocarlo de manera distribuida cerca de las dos caras de la losa, según resulte más práctico.

6.6.6.2 Refuerzo de flexión mínimo en losas presforzadas

6.6.6.2.1 En losas con acero de presfuerzo adherido, la suma de A_s y A_{ps} deberá ser suficiente para resistir una carga de diseño al menos igual a 1.2 veces la carga de agrietamiento calculada de acuerdo con f_f indicado en 2.2.7.

6.6.6.2.2 En las losas en las que las resistencias de diseño a flexión y cortante, simultáneamente, sean al menos el doble de las resistencias requeridas, no será necesario cumplir con 6.6.6.2.1.

6.6.6.2.3 En losas con tendones no adheridos, el área de refuerzo mínima a base de barras corrugadas en sentido longitudinal, $A_{s,min}$, será lo indicado en la ec. 6.6.6.2.3:

$$A_{s \min} \geq 0.004A_{ct} \quad (6.6.6.2.3)$$

donde A_{cr} es el área de la parte de la sección transversal entre la cara a tensión por flexión y el centroide de la sección transversal.

Comentario:

La cuantía mínima es la misma requerida para vigas presforzadas. Véase el Comentario: de 6.3.5.3.

6.6.6.3 Refuerzo mínimo por cortante

6.6.6.3.1 Se deberá suministrar un área mínima de refuerzo por cortante, $A_{v,min}$, en toda región donde $V_u \geq V_{CR}$. En losas prefabricadas de alma hueca con espesor $h > 300$ mm sin firme, se deberá suministrar $A_{v,min}$ en toda región donde $V_u > 0.5 V_{CR}$.

6.6.6.3.2 Se aceptará no satisfacer 6.6.6.3.1 si se demuestra mediante ensayos que M_u y V_u se pueden resistir. Estas pruebas deberán simular los efectos de asentamientos diferenciales, flujo plástico, contracción y cambios por efectos de temperatura que sean representativos de los efectos que puedan ocurrir en condiciones de servicio.

6.6.6.3.3 Si se requiere $A_{v,min}$, éste se calculará de acuerdo con 6.3.5.4.4.

Comentario:

La cuantía mínima es la misma requerida para vigas presforzadas. Véase el Comentario: de 6.3.5.4.

La cuantía mínima de fuerza cortante de losas macizas y zapatas son menos estrictas que para vigas en virtud de que tienen la posibilidad de compartir la carga entre áreas débiles y resistentes. Sin embargo, ensayos de laboratorio han demostrado que losas peraltadas, con bajas cuantías de refuerzo, con concretos de alta resistencia o con agregados pequeños pueden fallar a cortantes menores que V_{CR} calculados con 5.5.3.1 (Angelakos et al., 2001; Lubell et al., 2004 y Brown et al., 2006). Son especialmente vulnerables las losas sujetas a cargas concentradas.

En el caso de losas prefabricadas de alma hueca con espesores mayores de 300 mm, la resistencia a fuerza cortante observada en ensayos ha sido menor que la calculada con las ecs. 5.5.3.4.2.a y 5.5.3.4.3 (Becker and Buettner, 1985; Anderson 1978).

La base para las pruebas de carga es similar a la de vigas. Véase el comentario de 6.3.5.4.5.

6.6.6.4 Refuerzo mínimo por cambios volumétricos

6.6.6.4.1 Se deberá suministrar acero de refuerzo para resistir esfuerzos por contracción y temperatura de acuerdo con 13.8.

6.6.6.4.2 Si se emplea acero de presfuerzo para resistir cambios volumétricos, de acuerdo con 13.8, se deberá satisfacer a) a c):

- En construcción de vigas y losas postensadas coladas en sitio, el área bruta del concreto será el área transversal de la losa entre los anchos efectivos de los patines de vigas T. Si la losa se apoya en un muro en un lado y en una viga colada monolíticamente en el otro, el área bruta de concreto será el área transversal de la losa entre la cara del muro y el ancho efectivo del patín de la viga T. Si el ancho efectivo del patín de la viga T es mayor que ocho veces el espesor de la losa en cada lado de la viga, para efectos del cálculo del área bruta del concreto, el ancho efectivo del patín será ocho veces el espesor de la losa
- Si ambos extremos de las losas se apoyan en muros o no son coladas monolíticamente con vigas, el área bruta de concreto será la sección tributaria del tendón o del grupo de tendones en la losa
- Al menos se deberá colocar un tendón en la losa entre las caras de vigas o muros adyacentes.

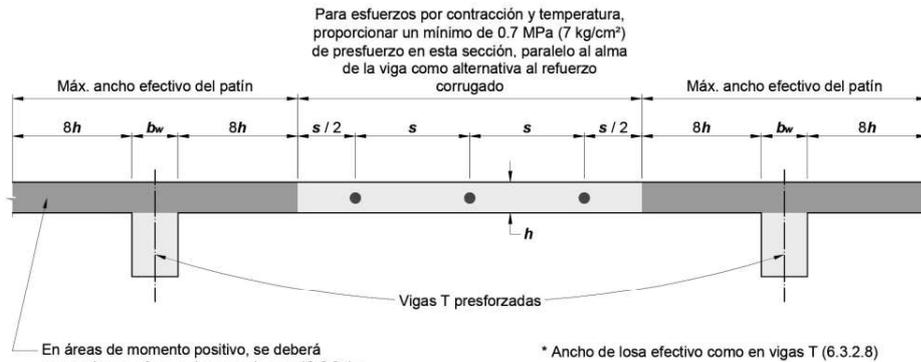
Comentario:

La definición del área bruta del concreto se revisó de modo de simplificar el detallado y la colocación en obra de los tendones por contracción y temperatura. Para el cálculo de esfuerzos y para el diseño a flexión de vigas T monolíticas postensadas, es permisible usar un ancho efectivo del patín mayor que ocho veces el espesor de la losa, en cada lado de la viga. Para evitar diseños con pocos o sin tendones de temperatura y contracción entre las almas de las vigas, se limita el ancho efectivo a ocho veces el espesor de la losa a cada lado de la viga para calcular el área bruta total de concreto y su uso en la determinación del número de tendones por contracción y temperatura.

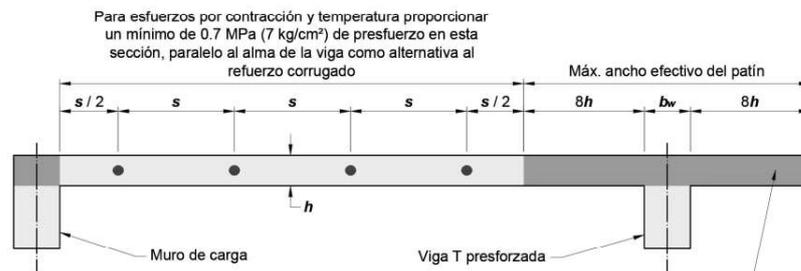
En estructuras postensadas se requiere colocar al menos un tendón entre las vigas para resistir cambios volumétricos. En la fig. C6.6.6.4.2 se ilustran los requisitos. Los tendones se ubican a la mitad del espesor de la

losa, tanto como sea práctico. Si se desvía por razones constructivas, la resultante de los tendones no debería caer fuera del tercio medio del espesor de la losa.

Los efectos del acortamiento de la losa deben evaluarse para asegurar también un estado de servicio adecuado, en la mayoría de los casos, este nivel bajo de presfuerzo recomendado no causa dificultades en el detallado. Se debe de poner atención cuando los efectos térmicos y de restricción de deformaciones sean significativos.



En áreas de momento positivo, se deberá proporcionar refuerzo de acuerdo con 13.8.2.1 a menos que se mantenga un esfuerzo de compresión promedio de 0.7 MPa (7 kg/cm²) debido al presfuerzo más carga muerta de servicio.



En áreas de momento positivo, se deberá proporcionar refuerzo de acuerdo con 13.8.2.1 a menos que se mantenga un esfuerzo de compresión promedio de 0.7 MPa (7 kg/cm²) debido al presfuerzo más carga muerta de servicio.

* Ancho de losa efectivo como en vigas T (6.3.2.8)

Figura C6.6.6.4.2 – Ubicación de acero de presfuerzo para resistir cambios volumétricos

6.6.6.4.3 En losas prefabricadas de ancho no mayor que 4 m no será necesario cumplir con 6.6.6.4.1 si las losas no están mecánicamente conectadas que les cause alguna restricción en la dirección transversal y no requieren refuerzo para resistir los esfuerzos de flexión transversal.

Comentario:

No se requiere colocar refuerzo transversal en losas prefabricadas, presforzadas o no, que tengan un ancho igual o menor que 4 m porque este ancho es menor que en el que se desarrollan esfuerzos por contracción y temperatura que requieran refuerzo transversal. Además, buena parte de la contracción de estos elementos ocurre antes que se conecten a la estructura. Una vez que se conectan, los muros no tienen una conexión tan rígida transversalmente como la de concreto monolítico, tal que la restricción a los cambios volumétricos se reduce significativamente. Este requisito no aplica si se requiere refuerzo para resistir la flexión transversal que se producen localmente en una losa que trabaja en una dirección.

6.6.7 Detallado del refuerzo

6.6.7.1 Separación del refuerzo

6.6.7.1.1 En losas no presforzadas y en las presforzadas Clase A, la separación entre el refuerzo longitudinal adherido próximo a la cara a tensión no excederá el valor de s en 13.6 y 13.8.

6.6.7.1.2 En losas no presforzadas y en losas presforzadas Clases T y A con tendones no adheridos, la máxima separación s del refuerzo longitudinal corrugado será la menor de $3h$ y 450 mm.

6.6.7.1.3 La máxima separación, s del refuerzo requerido en 6.6.5.1.3 será la menor de $5h$ y 450 mm.

Comentario:

En esta versión de la Norma se clasifican a las losas presforzadas por clase dependiendo de la cuantía de presfuerzo.

La separación del refuerzo transversal depende del espesor del patín, tal que en patines de espesor variable se puede considerar el valor promedio.

6.6.7.2 Refuerzo de flexión en losas no presforzadas

6.6.7.2.1 La fuerza calculada de tensión o compresión en el acero de refuerzo en cada sección de la losa se deberá desarrollar a cada lado de dicha sección.

6.6.7.2.2 Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo son los puntos de esfuerzo máximo y los puntos a lo largo del claro donde el refuerzo a tensión, ya sea doblado o terminado, no se necesite más para resistir la flexión.

6.6.7.2.3 El refuerzo se deberá extender el mayor de d y $12d_b$ más allá del punto en donde no se necesite para resistir la flexión, con excepción de los apoyos en losas simplemente apoyadas y en el extremo libre de un voladizo

6.6.7.2.4 El refuerzo a tensión debido a la flexión que sea continua deberá tener una longitud de anclaje de al menos L_d más allá del punto donde el refuerzo a tensión, ya sea doblado o terminado, no se necesite más para resistir la flexión.

6.6.7.2.5 El refuerzo a tensión por flexión no se deberá terminar en una zona a tensión a menos que se satisfagan a), b) o c):

- $V_u \leq 2/3V_R$ en el punto de corte
- Para barras del no.11 o más delgadas, el refuerzo continuo tiene el doble del área requerida por flexión en el punto de corte y $V_u \leq 3/4V_R$
- El área de estribos a lo largo de cada barra o alambre terminado en una distancia de $3d/4$ medida desde el punto de corte es mayor que la requerida por cortante. El área de estribos en exceso no deberá ser menor que $0.41 b_w s / f_{yt}$ ($4.2 b_w s / f_{yt}$). La separación no deberá exceder $d / (8\beta_b)$, donde β_b es el cociente del área del refuerzo terminado y del área del refuerzo a tensión en la sección.

6.6.7.2.6 Se deberá revisar el anclaje del refuerzo de tensión donde el esfuerzo en el acero no sea directamente proporcional al momento, como en losas inclinadas o con peralte variable, ya sea con cambios bruscos o continuos, o donde el refuerzo a tensión no sea paralelo a la cara a compresión.

6.6.7.2.7 En losas con claros que no excedan 3 m, se permitirá doblar el alambre soldado liso o corrugado, con diámetro de alambre que no exceda 6.4 mm, desde un punto cercano a la cara superior de la losa sobre el apoyo a un punto cerca de la cara inferior de la losa al centro del claro siempre que ese acero de refuerzo sea continuo sobre el apoyo o bien se desarrolle en el apoyo.

Comentario:

Los requisitos para el desarrollo de barras de refuerzo en losas que trabajan en una dirección son los mismos que para vigas. Véase el Comentario: de 6.3.7.3.

6.6.7.2.8 Corte del refuerzo

6.6.7.2.8.1 En apoyos simples, se deberá extender al menos una tercera parte del refuerzo para momento positivo a lo largo de la cara inferior de la losa dentro del apoyo, con excepción de losas prefabricadas en las cuales este acero de refuerzo se deberá extender al menos hasta el centro de la longitud del apoyo.

6.6.7.2.8.2 En otros tipos de apoyo, se deberá extender al menos una cuarta parte del refuerzo para momento positivo a lo largo de la cara inferior de la losa y al menos 150 mm dentro del apoyo.

6.6.7.2.8.3 En apoyos simples y en puntos de inflexión, el diámetro de las barras d_b para refuerzo a momento positivo será tal que L_d para esas barras satisfagan a) o b). Si el refuerzo se termina más allá del centro del apoyo mediante un doblez o conector mecánico equivalente a un doblez, no será necesario cumplir con a) o b).

- a) $L_d \leq (1.3 M_n/V_u + L_a)$ si el extremo del refuerzo está confinado por una reacción a compresión
- b) $L_d \leq (M_n/V_u + L_a)$ si el extremo del refuerzo no está confinado por una reacción a compresión.

$M_n = M_u/F_R$ se calcula suponiendo que todo el acero de refuerzo en una sección alcanza f_y y V_u es calculado en esa sección. En el apoyo, L_a es la longitud de anclaje más allá del centro del apoyo. En puntos de inflexión, L_a es la longitud de anclaje más allá del punto de inflexión, limitada a la mayor de d o $12d_b$.

6.6.7.2.8.4 Al menos una tercera parte del refuerzo por momento negativo en un apoyo deberá tener una longitud de anclaje más allá del punto de inflexión que sea al menos el mayor de d , $12d_b$ y $L_n/16$.

Comentario:

Los requisitos para el corte o terminación de barras de refuerzo en losas que trabajan en una dirección son los mismos que para vigas. Véase el Comentario: de 6.3.7.3.10.

6.6.7.3 Refuerzo de flexión en losas presforzadas

6.6.7.3.1 Los tendones externos se sujetarán al elemento tal que se mantenga la excentricidad especificada entre los tendones y el centroide de concreto para el intervalo de deflexiones esperadas.

6.6.7.3.2 Si es necesario suministrar acero no presforzado para satisfacer la resistencia a flexión, se deberán cumplir los requisitos de detallado de 6.6.7.2.

6.6.7.3.3 Corte del acero de presfuerzo

6.6.7.3.3.1 Las zonas del anclaje de postensado deberán diseñarse y detallarse según 14.9.

6.6.7.3.3.2 Los anclajes y conectores de postensado se deberán diseñar y detallar de conformidad con 14.8.

6.6.7.3.4 Terminación de barras corrugadas en losas con tendones no adheridos

6.6.7.3.4.1 La longitud del acero corrugado requerido en 6.6.6.2.3 deberá cumplir con a) y b):

- a) Al menos será igual a $L_n/3$ en áreas a momento positivo y centrado en ellas
- b) Al menos será igual $L_n/6$ a cada lado del paño del apoyo.

Comentario:

Los requisitos para el corte o terminación de barras corrugadas en losas que trabajan en una dirección con tendones no adheridos son los mismos que para vigas. Véase el Comentario: de 6.3.7.4.4.

6.6.7.4 Refuerzo cortante

6.6.7.4.1 Si se requiere refuerzo por fuerza cortante, el acero transversal se detallará según 6.3.7.6.

6.6.7.5 Refuerzo por cambios volumétricos

6.6.7.5.1 El refuerzo por cambios volumétricos requerido en 6.6.6.4 se deberá colocar de modo perpendicular al acero por flexión.

6.6.7.5.2 Refuerzo no presforzado

6.6.7.5.2.1 La separación de barras corrugadas por cambios volumétricos no excederá $5h$ y 450 mm.

6.6.7.5.3 Acero de presfuerzo

6.6.7.5.3.1 La separación entre tendones requeridos en 6.6.6.4.2 no deberá exceder 1.8 m.

6.6.7.5.3.2 Si la separación entre los tendones de la losa excede 1.4 m, se suministrará refuerzo por cambios volumétricos paralelo a los tendones de acuerdo con 13.8 y excepto que 13.8.2.3 no necesita ser satisfecho. En el cálculo del área del refuerzo adicional, se permitirá considerar al área bruta del concreto en 13.8.2.1 como el área de la losa limitada por las caras de las vigas. Este acero por cambios volumétricos se extenderá a partir del extremo de la losa sobre una distancia que no sea menor que la separación entre tendones de la losa.

Comentario:

Tendones colocados a grandes separaciones resultan en esfuerzos de compresión no uniformes cerca de los bordes de la losa. Por ello se requiere acero adicional para reforzar las regiones cerca del borde de la losa que no estén adecuadamente comprimidas. En la fig. C6.6.7.5.3.2 se ilustra la colocación de este refuerzo.

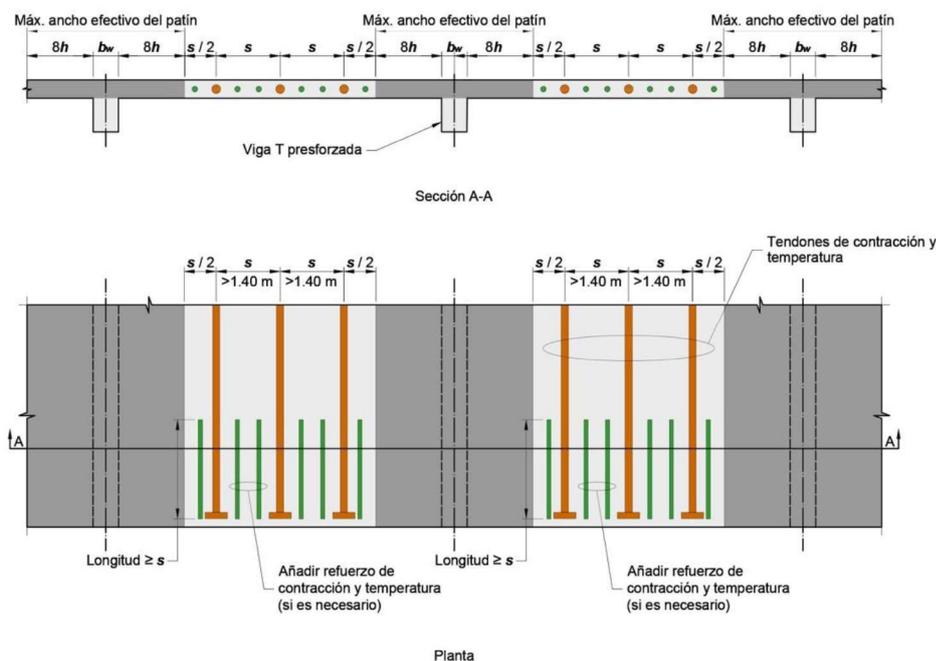


Figura C6.6.7.5.3.2 – Ubicación de refuerzo adicional por cambios volumétricos en lasas que trabajan en una dirección (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.6.7.6 Refuerzo por integridad estructural en lasas coladas en sitio

6.6.7.6.1 El refuerzo longitudinal por integridad estructural consistirá en al menos la cuarta parte del refuerzo por momento positivo máximo y deberá ser continuo.

6.6.7.6.2 El refuerzo longitudinal por integridad estructural en apoyos no continuos se deberá anclar de modo que desarrolle **1.25f_y** en el paño del apoyo.

6.6.7.6.3 Si es necesario proveer uniones para hacer continuo el refuerzo por integridad estructural, el acero se deberá traslapar cerca de los apoyos. Las uniones podrán ser mediante dispositivos mecánicos o soldadura según 14.5.6 o traslapes a tensión clase B de acuerdo con 14.5.2.

Comentario:

Los requisitos para el refuerzo por integridad de barras de refuerzo a momento positivo en losas que trabajan en una dirección son los mismos que para vigas. Véase el Comentario: de 6.3.7.7.

6.7 Losas que trabajan en dos direcciones en estructuras de ductilidad baja

6.7.1 Alcance

6.7.1.1 Esta sección se aplicará para el diseño de losas con y sin presfuerzo reforzadas por flexión en dos direcciones, con y sin vigas entre los apoyos, incluyendo los tipos de losas a) a d):

- a) Losas macizas
- b) Losas coladas in situ sobre lámina metálica sin formar una sección compuesta
- c) Losas de concreto que trabajan como sección compuesta
- d) Losas planas apoyadas directamente en columnas, sin la ayuda de vigas
- e) Sistemas de nervaduras y viguetas en dos direcciones de acuerdo con 6.7.8.

6.7.1.2 En el diseño de losas presforzadas que trabajan en dos direcciones se deberá cumplir, adicionalmente, con los requisitos de 11.6.

Comentario:

En caso de losas apoyadas en muros, se trata a los muros como una viga con rigidez infinita. Se espera que el muro cubra el claro completo del extremo del tablero. Si no es así, se tratan esos muros como columnas.

6.7.2 Requisitos generales

6.7.2.1 Se permitirá diseñar un sistema de losa con cualquier procedimiento que satisfaga el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones, siempre que la resistencia de diseño en cualquier sección sea al menos igual a la resistencia requerida, y que se cumplan con todos los requisitos para las condiciones de servicio. Se permite utilizar el método de diseño directo o el método del marco equivalente.

6.7.2.2 Los efectos de las cargas concentradas, las aberturas y los vacíos en la losa deberán considerarse en el diseño.

6.7.2.3 Las losas presforzadas con un esfuerzo efectivo medio a compresión menor que 0.9 MPa (9 kg/cm²) deberán diseñarse como una losa sin presfuerzo.

6.7.2.4 Un ábaco en una losa sin presfuerzo, en donde se utilice para reducir el espesor mínimo requerido de acuerdo con 6.7.3.1.1 o la cantidad de refuerzo corrugado para momento negativo en un apoyo según 6.7.5.2.2, deberá cumplir con a) y b):

- a) El ábaco deberá proyectarse por debajo de la losa al menos un cuarto del espesor de la losa adyacente
- b) El ábaco deberá extenderse en cada dirección desde el eje del apoyo una distancia no menor que un sexto del claro centro a centro entre los apoyos en esa dirección.

6.7.2.5 Un ábaco de cortante, cuando se utilice para aumentar la sección crítica a fuerza cortante en la unión losa-columna, se deberá proyectar por debajo de la parte inferior de la losa y extenderse horizontalmente a partir de la cara de la columna una distancia que sea al menos igual al espesor de la proyección por debajo de la parte inferior de la losa.

Comentario:

Se acepta que el diseño de las losas esté basado en principios fundamentales de mecánica estructural si se satisfacen los estados límite de falla y de servicio (Park y Gamble, 1987). El diseño se puede realizar mediante el uso combinado de soluciones clásicas basadas en la teoría de la elasticidad, soluciones numéricas con elementos discretos, o análisis de líneas de fluencia. En todos ellos se evalúan las condiciones de esfuerzos cerca de los apoyos debidos a cortante, torsión y flexión, así como los efectos de la reducción de la rigidez por agrietamiento y de la geometría del apoyo. El método de diseño directo o el método de marco equivalente están limitados a marcos ortogonales sujetos a cargas verticales solamente.

Los ábacos se emplean para reducir la cuantía de refuerzo a momento negativo o para cumplir con el mínimo espesor de la losa. En caso de que las dimensiones no cumplan con 6.7.2.4, se acepta usar ábacos de cortante para incrementar la resistencia a fuerza cortante de la losa.

En losas de peralte variable es necesario revisar la resistencia a fuerza cortante en varias secciones.

6.7.2.6 Losas planas

6.7.2.6.1 Se aceptará que las losas planas sean macizas o aligeradas. Podrán ser de espesor constante o pueden tener un cuadro o rectángulo de espesor menor en la parte central de los tableros, con tal que dicha zona quede enteramente dentro del área de intersección de las franjas centrales y que su espesor sea por lo menos de dos tercios del espesor del resto de la losa, excepto el del ábaco, y no menor que 100 mm.

6.7.2.6.2 Según la magnitud de la carga por transmitir, la losa puede apoyar directamente sobre las columnas o a través de ábacos, ábacos de cortante, capiteles o una combinación de ellos. En ningún caso se admitirá que las columnas de orilla sobresalgan del borde de la losa.

6.7.2.6.3 Requisitos geométricos

6.7.2.6.3.1 Las losas aligeradas deberán contar con una zona maciza adyacente a cada columna de cuando menos **2.5h**, medida desde el paño de la columna o el borde del capitel. Asimismo, contarán con zonas macizas de por lo menos **2.5h** adyacentes a muros de rigidez, medidas desde el paño del muro, las cuales deberán ser más amplias si así lo exige la transmisión de las fuerzas sísmicas entre losa y muro.

6.7.2.6.3.2 En los ejes de columnas deberán suministrarse nervaduras de ancho no menor de 250 mm; las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de por lo menos 200 mm de ancho y el resto de ellas de al menos 100 mm.

6.7.2.6.3.3 En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor de 50 mm, monolítico con las nervaduras y que sea parte integral de la losa. Este firme o capa maciza debe ser capaz de soportar, como mínimo, una carga de 10 kN (1 000 kg) en un área de 100×100 mm, actuando en la posición más desfavorable.

6.7.2.6.3.4 En cada entre-eje de columnas y en cada dirección, deberá haber al menos seis hileras de casetones o alvéolos. La losa se revisará como diafragma con los criterios de 6.7, a fin de asegurar la correcta transmisión en su plano de las fuerzas de inercia generadas por el sismo a los elementos verticales resistentes.

6.7.2.6.4 Resistencia de diseño

6.7.2.6.4.1 Se deberá revisar la losa plana para la transmisión de momento entre losa y columnas según 6.7.4.2.2.

6.7.2.6.4.2 Se aceptará calcular el refuerzo por flexión como se indica en a) a c):

- a) Determínese el refuerzo necesario por carga vertical y distribúyase en las franjas de columna y centrales de acuerdo con 6.7.2.6.4.2.c, excepto el necesario para momento negativo exterior en claros extremos, el cual se colocará como si fuera refuerzo por sismo. Al menos la mitad del refuerzo negativo por carga vertical de las franjas de columnas quedará en un ancho c_2+3h centrado con respecto al eje de columnas
- b) Determínese el refuerzo necesario por sismo y colóquese en el mencionado ancho c_2+3h , de modo que al menos el 60 por ciento de él cruce el núcleo de la columna correspondiente
- c) Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales (véase 6.7.4), de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla 6.7.2.6.4.2.

Tabla 6.7.2.6.4.2 – Distribución de momentos en franjas de losas planas

Momentos	Franjas de columna, %	Franjas centrales, %
Positivos ^[1]	60	40
Negativos	75	25

^[1] Si el momento positivo es adyacente a una columna se distribuirá como si fuera negativo.

6.7.2.7 Materiales

6.7.2.7.1 Se deberá cumplir con 6.2.1.

6.7.2.8 Conexiones con otros elementos

6.7.2.8.1 Las uniones viga-columna y losa-columna deberán cumplir con 6.9.

6.7.3 Límites de diseño

6.7.3.1 Espesor mínimo de la losa

6.7.3.1.1 Para losas sin presfuerzo y sin vigas interiores entre los apoyos en todos los lados, con un cociente máximo entre la distancia mayor a la distancia menor entre apoyos de 2, el espesor de la losa h no será menor que los límites de la tabla 6.7.3.1.1, y no será menor que el valor de a) o b), a menos que se cumpla con 6.7.3.2:

- a) 130 mm en losas sin ábacos de acuerdo con 6.7.2.4
- b) 100 mm en losas con ábacos de acuerdo con 6.7.2.4.

Para un f_y mayor que 560 MPa (5 600 kg/cm²), no se dan valores de espesores mínimos en la tabla 6.7.3.1.1.; en este caso, las deflexiones deberán ser calculadas y se deberá cumplir con 6.7.3.2.

Tabla 6.7.3.1.1—Espesor mínimo para losas en dos direcciones sin presfuerzo y sin vigas interiores (mm)^[1]

f_y , MPa (kg/cm ²) ^[2]	Sin ábacos ^[3]			Con ábacos ^[3]		
	Tableros exteriores		Tableros interiores	Tableros exteriores		Tableros interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde ^[4]		Sin vigas de borde	Con vigas de borde ^[4]	
420 (4 200)	$L_n/30$	$L_n/33$	$L_n/33$	$L_n/33$	$L_n/36$	$L_n/36$
560 (5 600)	$L_n/27$	$L_n/30$	$L_n/30$	$L_n/30$	$L_n/33$	$L_n/33$

^[1] L_n es el claro libre en la dirección larga, medida entre paños de los apoyos (mm).

^[2] Para f_y entre los valores de la tabla, el espesor mínimo se debe calcular mediante interpolación lineal. Los espesores mínimos no se deberán extrapolar para f_y mayores que 560 MPa (5 600 kg/cm²).

^[3] Ábacos de acuerdo con 6.7.2.4.

^[4] Losas con vigas entre las columnas en los bordes exteriores. Los tableros exteriores se considerarán sin vigas de borde si $\alpha_f < 0.8$.

6.7.3.1.2 Para losas sin presfuerzo con vigas entre los apoyos en todos los lados, el espesor de la losa h debe cumplir los límites de la de tabla 6.7.3.1.2, al menos que se cumpla con los límites de deflexiones de la sección 6.7.3.2

Tabla 6.7.3.1.2—Espesor mínimo de losas en dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados

$\alpha_{fm}^{[1]}$	<i>h</i> mínimo, mm (cm)		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Aplica 6.7.3.1.1		a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{L \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 130 \text{ mm}$ $\left[h = \frac{L \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 13 \text{ cm} \right]$	b) ^{[1],[2]}
		130 (13)	c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{L \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$ $\left[h = \frac{L \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9\beta} \geq 9 \text{ cm} \right]$	d)
		90 (9)	e)

Notas:

^[1] α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas en los bordes de un tablero.

^[2] *L* es el claro libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas, mm (cm).

^[3] β es el cociente del claro libre en la dirección larga y el claro libre en la dirección corta de la losa

6.7.3.1.2.1 En los bordes discontinuos de las losas que cumplen con 6.7.3.1.2, se deberá colocar una viga de borde con $\alpha_f \geq 0.80$, o bien el espesor mínimo requerido en (b) o (d) de la tabla 6.7.3.1.2 se aumentará por lo menos un 10 por ciento en el tablero con borde discontinuo.

6.7.3.1.3 El espesor de un acabado de la losa de concreto se podrá incluir en *h* si se construye monolíticamente con la losa, o si el acabado del piso está diseñado para trabajar de manera compuesta con la losa de acuerdo con 6.10.4.

6.7.3.1.4 Si se utilizan estribos de una o varias ramas como refuerzo para cortante, el espesor de la losa deberá ser suficiente para cumplir con los requisitos para *d* en 5.6.2.2.

Comentario:

Los espesores mínimos de losas establecidos en 6.7.3.1.1 y 6.7.3.1.2 son independientes de la carga y del módulo de elasticidad del concreto, si bien los dos afectan las deflexiones. Los espesores mínimos propuestos no son aplicables a losas con cargas sostenidas muy pesadas o para concretos con módulos de elasticidad menores que los correspondientes a concreto Clase 1. En estas situaciones, se deberían calcular las deflexiones.

En caso de tableros con relación lado largo a lado ancho mayor que 2, es recomendable aplicar los criterios de diseño para losas que trabajan en una dirección (véase 6.6).

En los espesores mínimos propuestos no se incluyen acabados en caso de un posible desgaste en la operación. Se deja a la discreción del Responsable decidir el espesor adicional para estos casos.

6.7.3.2 Límites de deflexiones calculadas

6.7.3.2.1 Las deflexiones instantáneas o diferidas en losas en dos direcciones como las señaladas en a) a c) se calcularán de acuerdo con 13.4 y no deben exceder los límites establecidos en la NTC-Criterios:

- a) Losas sin presfuerzo que no cumplan con 6.7.3.1
- b) Losas sin presfuerzo y sin vigas interiores entre los apoyos en todos los lados y que tengan un cociente del claro largo al claro corto mayor que 2.0
- c) Losas presforzadas.

6.7.3.2.2 Para losas sin presfuerzo que cumplan con 6.7.3.1.1 o 6.7.3.1.2, no se necesitará calcular las deflexiones que ocurran después de que el elemento se vuelva compuesto. Las deflexiones que ocurran antes de que el elemento trabaje de manera compuesta se deberán calcular, al menos que el espesor antes de que el elemento se vuelva compuesto también cumpla con 6.7.3.1.1 o 6.7.3.1.2.

Comentario:

En losas planas presforzadas con dos o más claros continuos en cada dirección, la relación claro-espesor no debería exceder 42 para pisos y 48 para techos; estos límites se pueden aumentar a 48 y 52, respectivamente, si se verifica un adecuado comportamiento a corto y largo plazo en términos de deflexiones, contraflechas y vibración.

El comportamiento a corto y largo plazo se revisa para satisfacer el estado límite de servicio.

Si alguna porción de la losa es presforzada o se presfuerza después de que los componentes se han colado, se puede aplicar 6.7.3.2.1. Si la losa es compuesta no presforzada y se construye sin puntales, el espesor para revisar las deflexiones dependerá de si se analiza antes o cuando se haya logrado el trabajo como sección compuesta.

6.7.3.3 Límite de la deformación unitaria del refuerzo en losas sin presfuerzo

6.7.3.3.1 Losas sin presfuerzo deben ser consideradas como controladas por tensión para fines de la tabla 3.8.2.2.

Comentario:

La base para el límite de la deformación unitaria en losas trabajando en dos direcciones es la misma que para viga.

Véase el Comentario: de 6.3.3.3.

6.7.3.4 Límites de esfuerzos en losas presforzadas

6.7.3.4.1 Las losas presforzadas se deberán diseñar como Clase SA con $f_t \leq 0.50\sqrt{f_c'} (1.6\sqrt{f_c'})$. Los otros esfuerzos en losas presforzadas inmediatamente después de la transferencia y ante cargas de servicio no deberán ser mayores que los valores permisibles de la tabla 13.2.3.1.

6.7.4 Resistencia requerida

6.7.4.1 Requisitos generales

6.7.4.1.1 La resistencia requerida se deberá calcular de acuerdo con 6.2.2.1 y 6.2.2.2.

6.7.4.1.2 En losas presforzadas, los efectos de las reacciones producidas por el presfuerzo en las fuerzas internas se deberán considerar con un factor de carga igual a 1.0.

6.7.4.1.3 En un sistema de piso apoyado en columnas o muros, las dimensiones c_1 , c_2 , y L se basarán en un área efectiva de soporte. El área efectiva de soporte es la intersección de la cara inferior de la losa, ábaco o ábaco de cortante si lo hubiera, con el cono recto circular, pirámide recta o volumen en forma de cuña más grande cuyas superficies estén localizadas dentro de la columna y el capitel o ménsula y estén orientados con una inclinación no mayor que 45 grados con respecto al eje longitudinal de la columna (fig. 6.7.4.1.3).

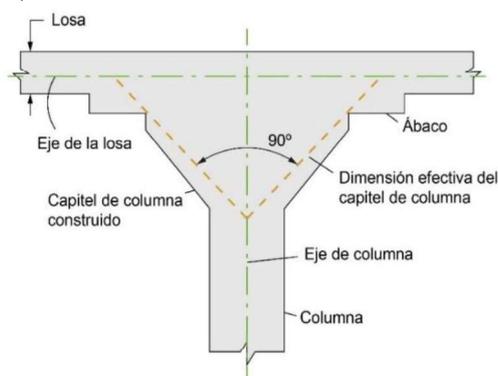


Figura 6.7.4.1.3 – Dimensión efectiva del capitel de una columna

6.7.4.1.4 La franja de columna será una porción de la losa con un ancho a cada lado del eje de la columna igual al menor de $0.25l_2$ y $0.25l_1$. La franja de columna deberá incluir a las vigas que se encuentren dentro de la franja, si existen.

6.7.4.1.5 La franja central será una porción de la losa limitada por dos franjas de columna.

6.7.4.1.6 Un tablero estará rodeado por ejes de columnas, vigas o muros en todos sus lados.

6.7.4.1.7 En construcción monolítica o completamente compuesta soportando losas en dos direcciones, la viga deberá incluir la porción de la losa en cada lado de la viga con una extensión igual a la proyección de la viga por arriba o por debajo de la losa, cualquiera que sea la mayor, pero no mayor que cuatro veces el espesor de la losa.

6.7.4.1.8 Se permitirá combinar los resultados del análisis de las cargas gravitacionales con los resultados del análisis de cargas laterales.

Comentario:

Un tablero incluye todos los elementos que trabajan a flexión entre ejes de columnas. Por tanto, la franja de columna incluye la viga, si existe.

En caso de construcción monolítica o completamente compuesta, las vigas incluyen porciones de la losa como patines. En la fig. C6.7.4.1 se presentan ejemplos.

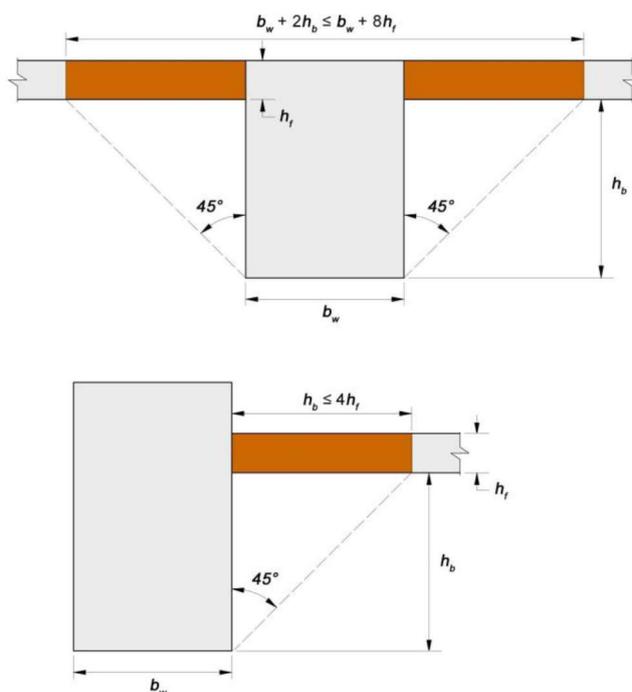


Figura C6.7.4.1 – Ejemplos de porciones de losa por ser incluidas como patines de vigas (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.7.4.2 Momento factorizado

6.7.4.2.1 Para losas construidas integralmente con los apoyos, M_u en el apoyo se podrá calcular al paño del apoyo.

6.7.4.2.2 Momento factorizado de la losa resistido por la columna

6.7.4.2.2.1 Si las cargas de la gravedad, las fuerzas producidas por el viento y sismo, u otras cargas ocasionan transferencia de momento entre la losa y la columna, una fracción de M_{sc} , el momento factorizado de la losa resistido por la columna en la conexión, se deberá transferir por flexión de acuerdo con 6.7.4.2.2.2 hasta 6.7.4.2.2.5.

6.7.4.2.2.2 La fracción del momento factorizado resistido por la columna, $\gamma_f M_{sc}$, se deberá suponer que es transferido por flexión, donde γ_f se calculará con la ec. 6.7.4.2.2.2:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \tag{6.7.4.2.2.2}$$

6.7.4.2.2.3 El ancho efectivo de la losa, b_{losa} , para resistir $\gamma_f M_{sc}$ deberá ser la suma del ancho de la columna o el capitel más una distancia a cada lado determinada con la tabla 6.7.4.2.2.3.

Tabla 6.7.4.2.2.3—Límites de las dimensiones del ancho efectivo de la losa, b_{losa}

Condición de apoyo	Distancia a cada lado de la columna o capitel	
Sin ábaco o ábaco de cortante	Menor de:	1.5h de la losa
		Distancia al borde de la losa
Con ábaco o ábaco de cortante	Menor de:	1.5h del ábaco o del ábaco de cortante
		Distancia al borde del ábaco o del ábaco de cortante más 1.5h de la losa
		Distancia al borde de la losa

6.7.4.2.2.4 Para losas sin presfuerzo, donde se cumplan con los límites de v_{uv} y ϵ_t de la tabla 6.7.4.2.2.4, γ_f se permitirá aumentar al máximo de los valores modificados de la tabla 6.7.4.2.2.4, donde v_{cR} se calcula de acuerdo con 5.6.2.1

Tabla 6.7.4.2.2.4—Valores máximos modificados de γ_f para losas en dos direcciones sin presfuerzo

Ubicación de la columna	Dirección del claro	v_{uv}	ϵ_t (dentro de b_{losa})	Valor máximo modificado γ_f
Esquina	Cualquier dirección	$\leq 0.5v_{cR}$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.003$	1.0
Borde	Perpendicular al borde	$\leq 0.75v_{cR}$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.003$	1.0
	Paralelo al borde	$\leq 0.4v_{cR}$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.008$	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1.0$
Interior	Cualquier dirección	$\leq 0.4v_{cR}$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.008$	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1.0$

6.7.4.2.2.5 Se deberá concentrar el refuerzo sobre la columna mediante una separación menor o con refuerzo adicional para resistir momento en el ancho efectivo de la losa definido en 6.7.4.2.2.2 y 6.7.4.2.2.3.

6.7.4.2.2.6 La fracción de M_{sc} que no se resiste por flexión se supondrá que se resiste por la excentricidad del cortante de acuerdo con 6.7.4.4.2.

Comentario:

El inciso 6.7.4.2.2 se refiere a losas sin vigas. Todo el refuerzo que resiste la porción del momento transferido a la columna por flexión se coloca en un ancho efectivo igual a $c_2 + 3h$.

En columnas exteriores, tal que M_{sc} es resistido alrededor de un eje paralelo al borde, la porción del momento transferido por cortante excéntrico se puede reducir si la fuerza cortante factorizada en la columna (excluyendo el cortante producido por el momento por transferir) no excede 75 por ciento de la resistencia de diseño F_{Rvcr} (véase 5.6.2.1) en columnas de borde, o 50 por ciento en columnas de esquina. Ello porque para estas condiciones no hay una interacción significativa entre cortante y M_{sc} .

En el caso de columnas interiores, la flexibilidad para distribuir M_{sc} es menor que para columnas exteriores. M_{sc} transferido por flexión se puede incrementar hasta 25 por ciento si la fuerza cortante factorizada en la columna (excluyendo el cortante producido por el momento por transferir) no excede 40 por ciento de la resistencia de diseño F_{Rvcr} .

Si la fuerza cortante factorizada es elevada, la unión losa-columna no siempre podrá desarrollar todo el refuerzo colocado en el ancho efectivo. Para conexiones interiores, los requisitos se aplican donde el refuerzo requerido para desarrollar $\gamma_f M_{sc}$ tiene una deformación unitaria neta a tensión no menor que $\epsilon_{ty} + 0.008$, donde ϵ_{ty} se determina según 3.8. Este requisito busca mejorar el comportamiento dúctil de la unión losa-columna.

Si se anticipa reversión de momentos en caras opuestas de la columna interior, las barras de los lechos superior e inferior se debería concentrar en el ancho efectivo $c_2 + 3h$. Una relación de refuerzo superior a inferior del orden de 2 es adecuada.

Es importante notar que el refuerzo concentrado en el ancho efectivo no incrementa la resistencia a cortante pero sí la rigidez de la conexión losa-columna.

6.7.4.3 Cortante factorizado en una dirección

6.7.4.3.1 En losas construidas integralmente con los apoyos, V_u en el apoyo se podrá calcular al paño del apoyo.

6.7.4.3.2 Las secciones entre el paño del apoyo y una sección crítica localizada a una distancia d del paño del soporte para losas sin presfuerzo y a $h/2$ del paño de un apoyo para losas presforzadas se podrán diseñar para V_u en esa sección crítica si se cumple con a) a c):

- La reacción del apoyo, en la dirección del cortante aplicado, produce compresión en las zonas del extremo de la losa
- Las cargas son aplicadas en o cerca de la cara superior de la losa
- No hay carga concentrada entre el paño del apoyo y la sección crítica.

6.7.4.4 Cortante factorizado en dos direcciones

6.7.4.4.1 Sección crítica

6.7.4.4.1.1 Las losas se evaluarán por cortante en dos direcciones en la proximidad de las columnas, cargas concentradas y zonas de reacción de acuerdo con 5.6.

6.7.4.4.1.2 Losas reforzadas con estribos o pernos con cabeza como refuerzo de cortante se deberán evaluar para cortante en dos direcciones en las secciones críticas de acuerdo con 5.6.2.2.

6.7.4.4.2 Esfuerzo cortante de diseño en dos direcciones debido a fuerza cortante y al momento factorizado de la losa resistidos por la columna

6.7.4.4.2.1 Para el cortante en dos direcciones actuando con el momento factorizado de la losa resistido por la columna, el esfuerzo cortante de diseño v_u se calculará en las secciones críticas de acuerdo con 6.7.4.4.1. El esfuerzo cortante de diseño v_u corresponderá a la combinación de v_{uv} y al esfuerzo producido por $\gamma_v M_{sc}$, donde γ_v está dado en 6.7.4.4.2.2 y M_{sc} se define en 6.7.4.2.2.1.

6.7.4.4.2.2 Si no hay transmisión de momento entre la losa y la columna, o si M_{sc} no excede $0.2V_u d$, el esfuerzo cortante de diseño, v_u , se calculará con la ec. 6.7.4.4.2.2.

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad (6.7.4.4.2.2)$$

6.7.4.4.2.3 La fracción de M_{sc} transferida por la excentricidad del cortante, $\gamma_v M_{sc}$, se podrá aplicar en el centroide de la sección crítica definida en 6.7.4.4.1, donde:

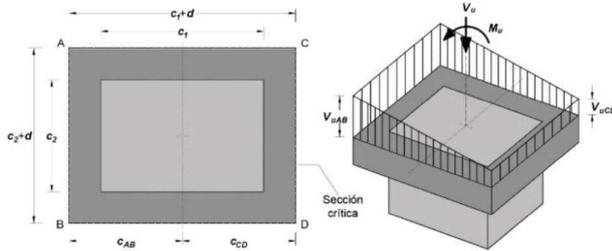
$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \tag{6.7.4.4.2.3}$$

6.7.4.4.2.4 El esfuerzo cortante factorizado resultante de $\gamma_v M_{sc}$ se deberá suponer que varía linealmente alrededor del centroide de la sección crítica de acuerdo con 6.7.4.4.1. En columnas circulares $c_1=c_2=0.8D$.

Comentario:

Se ha observado en laboratorio que cuando se transfiere momento a la columna, 60 por ciento del momento debería ser considerado para ser transferido por flexión a través del perímetro de la sección crítica definida en 5.6.3.1 y 40 por ciento por cortante excéntrico con respecto al centroide de la sección crítica. En columnas rectangulares, la porción transferida por flexión aumenta si el ancho de la cara de la sección crítica que resiste momento se incrementa, como se observa en la ec. 6.7.4.4.2.2.

En la fig. C6.7.4.4 se muestran ejemplos de la sección crítica y del cálculo de los esfuerzos cortantes de diseño para distintos tipos de columnas rectangulares.



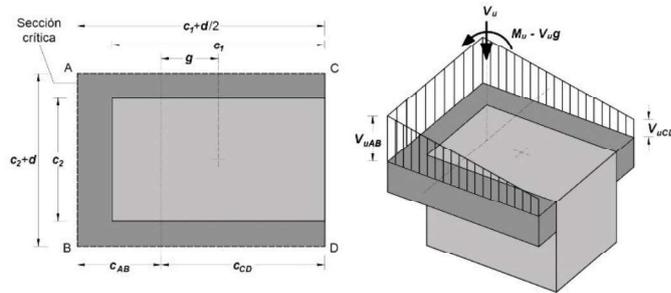
$$V_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{AB}}{J_c}$$

$$V_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha M_u c_{CD}}{J_c}$$

$$A_{cr} = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

a) Columna interior



$$V_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha(M_u - V_u g)c_{AB}}{J_c}$$

$$V_{uC} = V_{uD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha(M_u - V_u g)c_{CD}}{J_c}$$

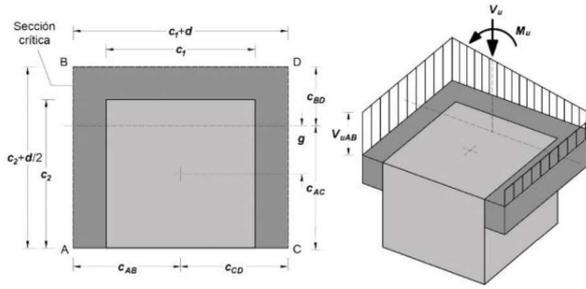
$$A_{cr} = d(2c_1 + c_2 + 2d)$$

$$c_{AB} = \frac{(c_1 + d/2)^2 d}{A_{cr}} ; \quad g = (c_1 + d)/2 - c_{AB}$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d/2)^3}{6} + \frac{(c_1 + d/2)d^3}{6} + (c_2 + d)dc_{AB}^2 + 2(c_1 + d/2)d\left(\frac{c_1 + d/2}{2} - c_{AB}\right)^2$$

b) Columna de borde con momento perpendicular al borde

$$V_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{AB}}{J_c}$$

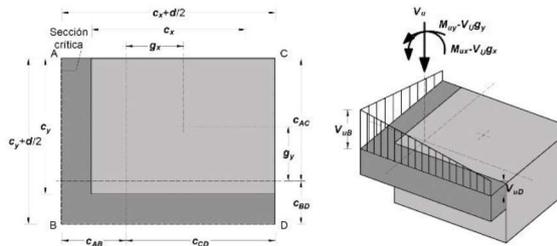


$$V_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{CD}}{J_c}$$

$$A_{cr} = d(c_1 + 2c_2 + 2d)$$

$$J_c = \frac{(c_1 + d)d^3}{12} + \frac{(c_1 + d)^3 d}{12} + 2(c_2 + d/2)d \left(\frac{c_1 + d}{2}\right)^2$$

c) Columna de borde con momento paralelo al borde



$$V_{uA} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha_x (M_{ux} - V_u g_x) c_{AB}}{J_{cx}} - \frac{\alpha_y (M_{uy} - V_u g_y) c_{AC}}{J_{cy}}$$

$$V_{uB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha_x (M_{ux} - V_u g_x) c_{AB}}{J_{cx}} + \frac{\alpha_y (M_{uy} - V_u g_y) c_{BD}}{J_{cy}}$$

$$V_{uD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha_x (M_{ux} - V_u g_x) c_{CD}}{J_{cx}} + \frac{\alpha_y (M_{uy} - V_u g_y) c_{BD}}{J_{cy}}$$

$$A_{cr} = d(c_x + c_y + d)$$

$$c_{AB} = \frac{(c_x + d/2)^2 d}{2A_{cr}} ;$$

$$c_{BD} = \frac{(c_y + d/2)^2 d}{2A_{cr}}$$

$$g_x = (c_x + d)/2 - c_{AB} ;$$

$$g_y = (c_y + d)/2 - c_{BD}$$

$$J_{cx} = \frac{d(c_x + d/2)^3}{12} + \frac{(c_x + d/2)d^3}{12} + (c_y + d/2)dc_{AB}^2 + (c_x + d/2)d \left(\frac{c_x + d/2}{2} - c_{AB}\right)^2$$

$$J_{cy} = \frac{d(c_y + d/2)^3}{12} + \frac{(c_y + d/2)d^3}{12} + (c_x + d/2)dc_{AB}^2 + (c_y + d/2)d \left(\frac{c_y + d/2}{2} - c_{BD}\right)^2$$

d) Columna de esquina

Figura C6.7.4.4 – Secciones críticas y esfuerzos de diseño cuando hay transmisión de momento entre columna rectangular y losa

6.7.5 Resistencia de diseño

6.7.5.1 Requisitos generales

6.7.5.1.1 Se deberá considerar la interacción entre efectos de carga para calcular a) a d):

- $M_R \geq M_u$ en todas las secciones a lo largo del claro en cada dirección
- $M_R \geq \gamma_f M_{sc}$ dentro de b_{losa} como se define en 6.7.4.2.2.3
- $V_R \geq V_u$ en todas las secciones a lo largo del claro en cada dirección para cortante en una dirección
- $v_R \geq v_u$ en la sección crítica definida en 6.7.4.4.1 para cortante en dos direcciones.

Donde F_R se tomará de la tabla 3.8.2.1.

6.7.5.2 Momento

6.7.5.2.1 M_R se deberá calcular de acuerdo con 5.2.

6.7.5.2.2 Al calcular M_R para losas sin presfuerzo con ábacos, el espesor del ábaco por debajo de la losa no se debe suponer mayor que un cuarto de la distancia desde el borde del ábaco a la cara de la columna o del capitel de la columna.

6.7.5.2.3 Al calcular M_R para losas presforzadas, los tendones externos se considerarán no adheridos al menos que los tendones externos estén adecuadamente adheridos a la losa a lo largo de toda su longitud.

6.7.5.3 Cortante

6.7.5.3.1 El cortante de diseño de las losas en la proximidad de las columnas, cargas concentradas, o zonas de reacción debe ser el mayor obtenido de 6.7.5.3.1.1 y 6.7.5.3.1.2.

6.7.5.3.1.1 Para cortante en una dirección, donde cada sección crítica por ser investigada se extiende en un plano a lo largo de todo el ancho de la losa, V_R se deberá calcular de acuerdo con 5.5.

6.7.5.3.1.2 Para cortante en dos direcciones, v_R se deberá calcular de acuerdo con 5.6.

6.7.5.3.2 Para vigas compuestas de concreto, la resistencia a fuerza cortante horizontal V_{Rh} se deberá calcular de acuerdo con 6.10.4.4.

6.7.5.4 Aberturas en los sistemas de piso

6.7.5.4.1 Se permitirán aberturas de cualquier tamaño en sistemas de piso si se demuestra en el análisis que se cumple con la resistencia y las condiciones de servicio, incluyendo los límites de deflexión.

6.7.5.4.2 Como alternativa a 6.7.5.4.1, se permitirán aberturas en sistemas de piso sin vigas de acuerdo con a) a d):

- Se permiten aberturas de cualquier tamaño en la zona común a dos franjas centrales que se intersequen, siempre que se mantenga como mínimo la cantidad total de acero de refuerzo requerido para la losa sin aberturas
- En dos franjas de columna que se intersequen, no se permitirá colocar aberturas de más de un octavo del ancho de la franja de la columna en cualquiera de los dos claros. Se deberá colocar una cantidad de refuerzo igual a la del acero de refuerzo interrumpido y se colocará en los lados de la abertura
- En la intersección de una franja de columna y una franja central, no se deberá interrumpir más de un cuarto del refuerzo en cada una de las franjas debido a una abertura. Se deberá añadir una cantidad de refuerzo al menos igual a la del acero de refuerzo interrumpido por una abertura y se colocará a cada lado de la abertura
- Si una abertura está localizada a una distancia menor que $4h$ de la periferia de una columna, carga concentrada o una zona de reacción, se deberá cumplir con 5.6.3.2.3.

6.7.6 Límites del refuerzo

6.7.6.1 Refuerzo mínimo por flexión en losas sin presfuerzo

6.7.6.1.1 Se deberá colocar un área mínima de refuerzo por flexión, $A_{s,min}=0.0018A_g$, o como se define en 6.7.6.1.2, cerca de la cara a tensión de la losa en la dirección del claro bajo consideración.

6.7.6.1.2 Si $v_{uv} > 0.17F_R\lambda_s\lambda_c\sqrt{f_c'}$ ($v_{uv} > 0.5F_R\lambda_s\lambda_c\sqrt{f_c'}$) en la sección crítica para cortante en dos direcciones alrededor de una columna, carga concentrada o zona de reacción, $A_{s,min}$ colocada en el espesor b_{losa} deberá cumplir con la ec. 6.7.6.1.2:

$$A_{s,min} = \frac{5v_{uv}b_{losa}b_o}{F_R\alpha_s f_y} \quad (6.7.6.1.2)$$

donde b_{losa} es el ancho especificado en 6.7.4.2.2.3, α_s está dado en 5.6.2.1.1, F_R es el factor de resistencia para cortante, y λ_s se toma de 5.5.3.2.1.b.

6.7.6.1.3 Toda nervadura de losas aligeradas deberá llevar, como mínimo, una barra del no. 4 en el lecho inferior y una del no. 4 en el lecho superior y se deberán colocar a todo lo largo de manera continua.

Comentario:

El área requerida de refuerzo corrugado o de malla de alambre soldado como refuerzo mínimo por flexión es el mismo que el requerido para contracción y temperatura en 13.8. En el caso del refuerzo mínimo por flexión se ha de colocar lo más próximo posible a la cara de concreto a tensión, mientras que el refuerzo por contracción y temperatura se distribuye en las dos caras de la losa.

En la fig. C6.7.6.1 se ilustra la disposición del refuerzo mínimo requerido cerca de la cara superior de una losa que trabaja en dos direcciones y que resiste carga gravitacional distribuida uniformemente. Los puntos de corte se basan en los requisitos mostrados en la fig. 6.7.7.4.1.3.

Es conveniente que el Responsable evalúe la conveniencia de colocar refuerzo continuo en dos direcciones cerca de ambas caras en caso de losas gruesas (losas de transferencia o de cimentación) con objeto de controlar el agrietamiento e interceptar potenciales grietas de cortante por penetración.

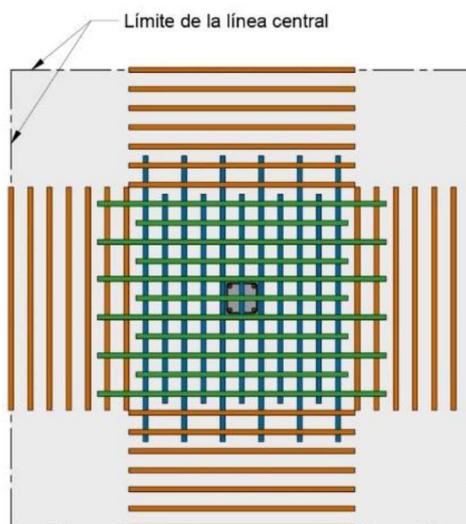


Figura C6.7.6.1 – Arreglo del refuerzo mínimo cerca de la cara superior de losas que trabajan en dos direcciones (adaptada de ACI CODE-318-19)

Se ha observado que en losas con bajas cuantías de refuerzo con y sin refuerzo por cortante apoyadas en columnas interiores, el refuerzo por flexión de la losa fluye a tensión en la vecindad de la columna o de la zona de carga, lo que conduce a un incremento local de rotaciones y a la abertura de grietas inclinadas en la losa (Peiris y Ghali, 2012; Hawkins y Ospina, 2017; Widiyanto et al., 2009). En estos casos, el deslizamiento relativo a lo largo de la grieta inclinada puede causar una falla de punzonamiento debido a la flexión para demandas de fuerza cortante menores que las resistencias calculadas en 5.6.2.1 para losas sin refuerzo por cortante y en 5.6.2.2 para losas con refuerzo por cortante. En experimentos se ha registrado que el refuerzo por cortante no incrementa la resistencia al punzonamiento si la cuantía de refuerzo por flexión es menor que el área mínima $A_{s,min}$ (ec. 6.7.6.1.2), si bien sí aumenta la capacidad de rotación plástica ante la ocurrencia de la falla por punzonamiento debido a la flexión. Las grietas inclinadas se desarrollan a través del espesor de la losa a un esfuerzo aproximado de $0.17 F_R \lambda \lambda \sqrt{f_c'}$ ($0.5 F_R \lambda \lambda \sqrt{f_c'}$). Para esfuerzos mayores, la posibilidad de una falla por punzonamiento debido a flexión aumenta si $A_{s,min}$ no se cumple. $A_{s,min}$ se desarrolló para una columna interior, tal que la fuerza cortante factorizada en la sección crítica por cortante es igual a la fuerza cortante asociada a la fluencia en las caras de la columna.

6.7.6.2 Refuerzo mínimo por flexión en losas presforzadas

6.7.6.2.1 En losas presforzadas, la fuerza efectiva de presfuerzo $A_{ps} f_{se}$ debe proveer un esfuerzo promedio de compresión mínimo de 0.9 MPa (9 kg/cm²) sobre el área de la sección tributaria de la losa para el tendón o el grupo de tendones. Para losas con sección variable a lo largo del claro, ya sea paralelo o perpendicular al tendón o al grupo de tendones, se requerirá un esfuerzo efectivo medio mínimo de presfuerzo de 0.9 MPa (9 kg/cm²) en toda la sección tributaria al tendón o grupo de tendones a lo largo del claro.

6.7.6.2.1.1 Las pérdidas de presfuerzo se determinarán de acuerdo con el Capítulo 11.

6.7.6.2.2 En losas con presfuerzo adherido, la cantidad total de A_s y A_{ps} deberá ser suficiente para desarrollar la carga factorizada de al menos 1.2 veces la carga de agrietamiento calculada con base en f_f definido en 2.2.7.

6.7.6.2.2.1 En losas con resistencias a flexión y a cortante de al menos el doble de las resistencias requeridas, no será necesario cumplir con 6.7.6.2.2.

6.7.6.2.3 En losas presforzadas, se deberá colocar un área mínima de refuerzo longitudinal corrugado adherido, $A_{s,min}$, en la zona a tensión pre-comprimida en la dirección del claro en estudio de acuerdo con la tabla 6.7.6.2.3.

Tabla 6.7.6.2.3— Refuerzo longitudinal corrugado adherido mínimo $A_{s,min}$ en losas en dos direcciones con tendones adheridos y no adheridos

Zona	f_i calculado después de todas las pérdidas, MPa (kg/cm ²)	$A_{s,min}$, mm ² (cm ²)	
Momento positivo	$f_t \leq 0.17\sqrt{f_c'}$ ($f_t \leq 0.50\sqrt{f_c'}$)	No requerido	a)
	$0.17\sqrt{f_c'} < f_t \leq 0.50\sqrt{f_c'}$ ($0.50\sqrt{f_c'} < f_t \leq 1.60\sqrt{f_c'}$)	$\frac{N_c}{0.5f_y}$	b) ^{[1],[2]}
Momento negativo en las columnas	$f_t \leq 0.50\sqrt{f_c'}$ ($f_t \leq 1.60\sqrt{f_c'}$)	$0.00075 A_{cf}$	c) ^[2]

^[1] El valor de f_y no debe ser mayor que 420 MPa (4 200 kg/cm²).

^[2] En losas con tendones no adheridos, se permitirá reducir $A_{s,min}$ por el área del refuerzo presforzado adherido localizado dentro del área utilizada para determinar N_c para momento positivo, o dentro del ancho de la losa definido en 6.7.7.5.3.a para momento negativo.

Comentario:

El presfuerzo efectivo promedio mínimo de 0.9 MPa (9 kg/cm²) se especifica para evitar punzonamiento de losas presforzadas con bajos porcentajes de refuerzo. Este valor de presfuerzo se requiere suministrar en todas las secciones de la losa.

Si el espesor de la losa varía a lo largo de su claro o de su claro perpendicular, se tiene que revisar el valor de 0.9 MPa (9 kg/cm²) en cada sección transversal tributaria al tendón o grupo de tendones a lo largo del claro, tanto en las zonas de espesor delgado como más grueso. Esto puede resultar en esfuerzos f_{pc} mayores que los mínimos en las zonas de espesor delgado y en tendones a menores separaciones que las máximas en zonas de espesor más grueso.

El requisito de 6.7.6.2.2 es para evitar una falla abrupta por flexión inmediatamente después del agrietamiento. Este tipo de fallas no ocurren en concreto con tendones no adheridos; por ello, este requisito no se aplica a este tipo de construcción (ACI PRC-423.3).

El acero de refuerzo corrugado que se requiere para losas presforzadas es para limitar el tamaño de grietas y su separación ante cargas de servicio cuando el esfuerzo a tensión en el concreto excede el módulo de rotura, así como para losas con tendones no adheridos para asegurar que trabaje a flexión y no como un arco atirantado. Es conveniente concentrar este refuerzo en el lecho superior de la losa directamente sobre la columna o bien muy cerca de ella.

Los elementos postensados con tendones no adheridos no tienen una gran capacidad de disipación de energía durante eventos sísmicos intensos ya que el elemento esencialmente permanece elástico (Smith y Burns, 1974; Burns y Hemakom, 1977; Hawkins, 1981). Por tanto, los elementos diseñados según 6.7.6.2.3 se considera que pueden resistir cargas verticales solamente y que pueden servir como diafragmas horizontales entre los elementos que disipan energía ante fuerzas inducidas por sismo, como las que se anticipan en estructuras de ductilidad media y alta (véase Capítulos 7 y 8, respectivamente).

6.7.7 Detallado del refuerzo

6.7.7.1 Requisitos generales

6.7.7.1.1 Se deberá cumplir con 6.2.4.

6.7.7.2 Separación del refuerzo por flexión

6.7.7.2.1 La separación mínima s deberá cumplir con 14.2.

6.7.7.2.2 En losas macizas sin presfuerzo, la separación máxima s del refuerzo corrugado longitudinal deberá ser el menor de $2h$ y 450 mm en las secciones críticas, y el menor de $3h$ y 450 mm en otras secciones.

6.7.7.2.3 En losas presforzadas y cargas uniformemente distribuidas, la separación máxima s de los tendones o grupo de tendones en al menos una dirección deberá ser la menor de $8h$ y 1.5 m.

6.7.7.2.4 Se deberán considerar las cargas concentradas y aberturas para determinar la separación de los tendones.

Comentario:

El requisito de 6.7.7.2.2 aplica en losas macizas y no en losas encasetonadas, y pretende asegurar que trabaje como losa, controlar el agrietamiento y resistir potenciales cargas concentradas en pequeñas zonas de la losa.

La especificación en 6.7.7.2.3 permite el uso de bandas de tendones en una dirección; esta distribución ha mostrado un adecuado comportamiento.

6.7.7.3 Restricciones en las esquinas de las losas no presforzadas

6.7.7.3.1 En las esquinas exteriores de las losas apoyadas sobre muros de borde o donde una o más de las vigas de borde tenga un valor de α_f mayor que 1.0, el refuerzo en la parte superior e inferior de la losa se deberá diseñar para resistir M_u por unidad de ancho debido a los efectos de esquina tal que sea igual al momento máximo positivo M_u por unidad de ancho en el tablero de la losa.

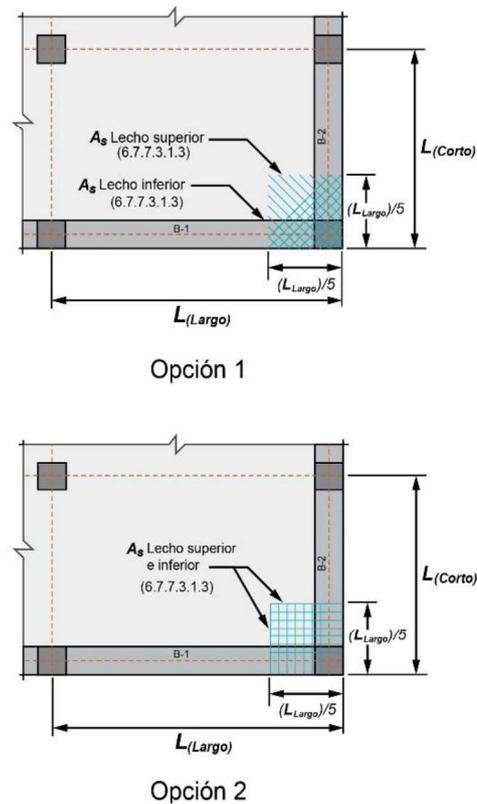
6.7.7.3.1.1 El momento factorizado debido a los efectos de esquina, M_u , se deberá suponer que actúa sobre un eje perpendicular a la diagonal que parte de la esquina en la parte superior de la losa y sobre un eje paralelo a la diagonal que parte de la esquina en la parte inferior de la losa.

6.7.7.3.1.2 Se deberá colocar refuerzo a partir de la esquina en una distancia en cada dirección igual a un quinto del claro más largo.

6.7.7.3.1.3 El refuerzo se deberá colocar paralelo a la diagonal en la parte superior de la losa y perpendicular a la diagonal en la parte inferior de la losa. Alternativamente, el refuerzo se colocará en dos capas paralelas a los lados de la losa en la parte superior e inferior de la losa.

Comentario:

Las esquinas no restringidas de una losa que trabaja en dos direcciones tienden a levantarse cuando se aplica la carga. Si esta tendencia se restringe por muros o vigas, se producen momentos en la losa. Es por ello que en 6.7.7.3 se especifica el refuerzo necesario para resistir estos momentos y controlar el agrietamiento. En la fig. C6.7.7.3 se muestran dos opciones de disposición del refuerzo.



Notas:
 1. Se aplica donde B-1 o B-2 tiene $\alpha_f > 1.0$
 2. Separación máxima entre barras es $2h$ donde h es el espesor de la losa.

Figura C6.7.7.3 – Refuerzo en las esquinas de losas que trabajan en dos direcciones (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.7.7.4 Refuerzo por flexión en losas sin presfuerzo

6.7.7.4.1 Terminación del refuerzo

6.7.7.4.1.1 Donde una losa esté apoyada sobre vigas de fachada, columnas o muros, el anclaje del refuerzo perpendicular a un borde discontinuo deberá cumplir con a) y b):

- a) El refuerzo para momento positivo se deberá prolongar hasta el borde de la losa y tener una longitud recta o con doblez estándar de al menos 150 mm dentro de las vigas de fachada, columnas o muros
- b) El refuerzo para momento negativo se deberá doblar, formar un gancho, o anclarse en las vigas de fachada, columnas, o muros, para que se desarrolle en el paño del apoyo.

6.7.7.4.1.2 Donde una losa no esté apoyada sobre una viga de fachada o un muro en un borde discontinuo, el refuerzo se podrá anclar dentro de la losa.

6.7.7.4.1.3 En losas sin vigas, las extensiones del refuerzo deberán cumplir con a) hasta c):

- a) Las longitudes del refuerzo deberán satisfacer lo señalado en la fig. 6.7.7.4.1.3. Si las losas actúan para resistir las cargas laterales, las longitudes del refuerzo deberán ser al menos las requeridas por el análisis

- b) Si claros adyacentes no son iguales, las extensiones del refuerzo para momento negativo más allá del paño del apoyo según la fig. 6.7.7.4.1.3 se deberán basar en el claro más largo
- c) Se permiten barras dobladas únicamente en donde la relación entre peralte/claro permita el uso de dobleces a 45 grados o menos.

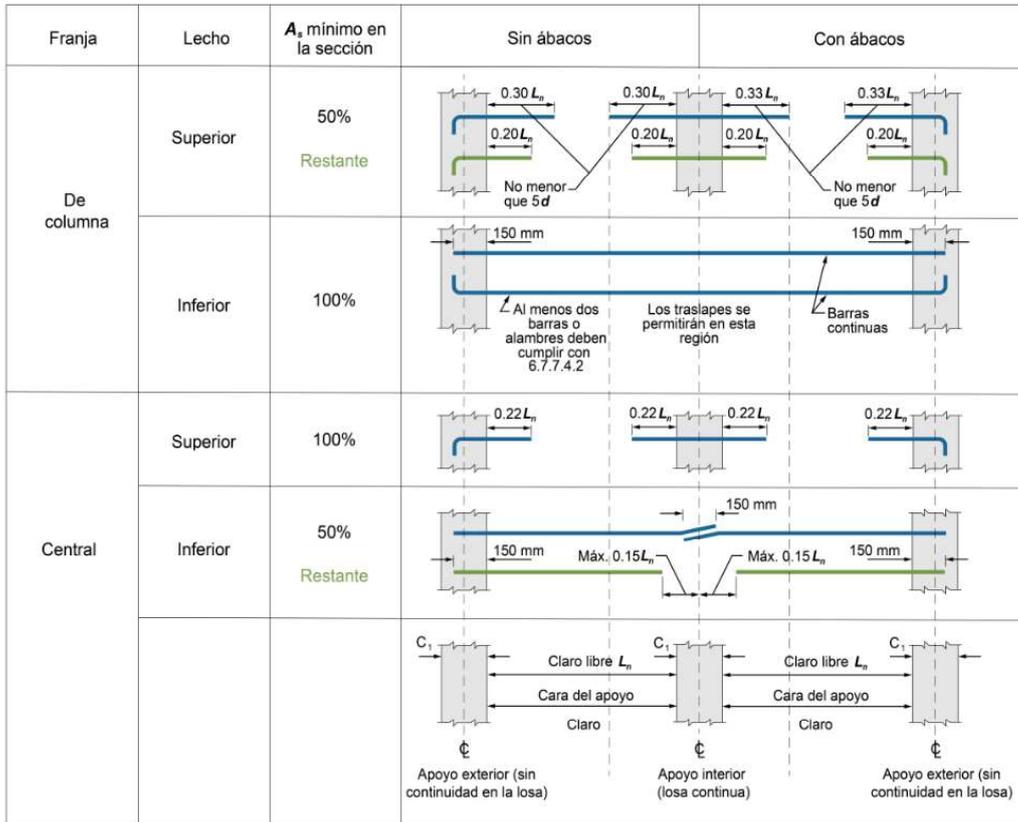


Figura 6.7.7.4.1.3 – Extensiones mínimas de barras corrugadas en losas sin vigas trabajando en dos direcciones (adaptada de ACI CODE-318-19)

Comentario:

Los momentos flexionantes de la losa en las vigas principales varían de modo significativo. Si las vigas se construyen monolíticamente con las losas, el apoyo se acerca a un empotramiento. Si no es así, la losa se comportará como un elemento simplemente apoyado dependiendo de la rigidez a torsión de la viga o del borde de la losa.

Las extensiones mínimas de barras corrugadas en losas sin vigas trabajando en dos direcciones de la fig. 6.7.7.4.1.3 se obtuvieron para losas con dimensiones ordinarias que soportan cargas gravitacionales. Estas longitudes mínimas pueden ser muy cortas para interceptar una grieta potencial por punzonamiento en losas de gran espesor, como losas de transferencia y de cimentación. Para ello, la Norma requiere que al menos la mitad de las barras en la franja de columna se extienda no menos que $5d$, donde d incluye el ábaco, si existe. En la fig. C6.7.7.4.1.3 se ilustra el fenómeno anterior. Si se supone que las grietas por cortante por punzonamiento se pueden formar a ángulos tan bajos como 20 grados, el refuerzo a tensión (en el lecho superior) puede no interceptarlas en caso de losas gruesas y cuyas barras no se extiendan $5d$ más allá del paño del apoyo. La extensión $5d$ controla cuando la relación claro a espesor de la losa es menor que 15. Estas extensiones pueden no ser suficientes si los momentos son resultado de la combinación de cargas laterales y gravitacionales.

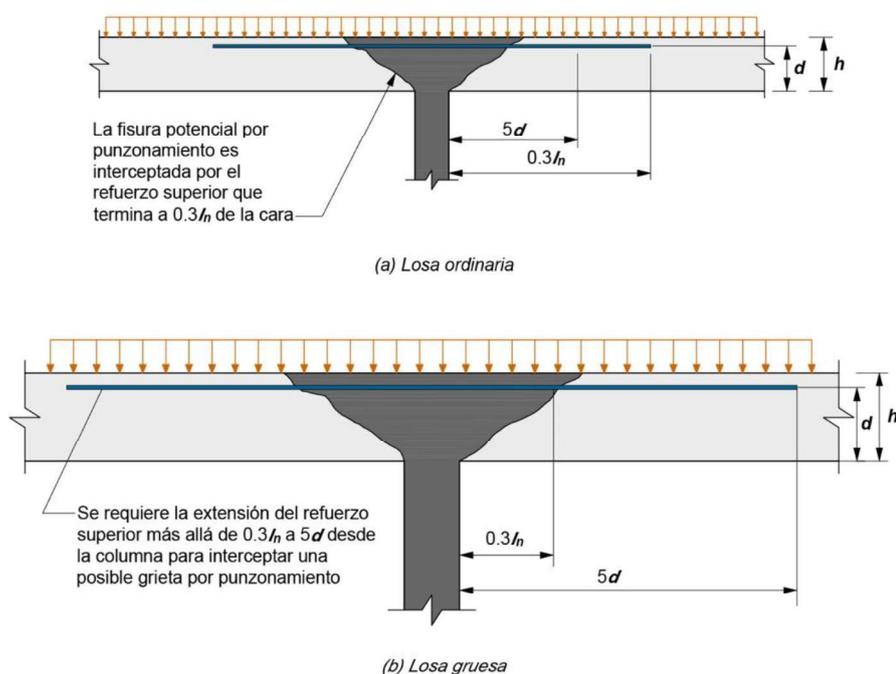


Figura C6.7.7.4.1.3 – Grietas de cortante por punzonamiento en losas ordinarias y peraltadas (o gruesas) (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.7.7.4.2 Integridad estructural

6.7.7.4.2.1 Todas las barras corrugadas o alambres corrugados en el lecho inferior dentro de la franja de columna, en cada dirección, deberán ser continuos o ser unidos mediante traslapes de acuerdo con a) a c):

- El refuerzo que cruce el perímetro de una columna o apoyo deberá ser continuo o ser unido usando conectores mecánicos o soldadura de conformidad con 14.5.6
- El refuerzo que pase por fuera del perímetro de una columna o apoyo deberá ser continuo o unido usando conectores mecánicos o soldadura de acuerdo con 14.5.6, o bien mediante traslapes a tensión Clase B que cumplan con 14.5.2
- Los traslapes se deberán colocar de acuerdo con la fig. 6.7.7.4.1.3.

6.7.7.4.2.2 En losas que trabajan en dos direcciones y que no reciben cargas de otros niveles, el área total de refuerzo de integridad estructural cerca del fondo de la losa deberá satisfacer la ec. 6.7.7.4.2.2:

$$A_{sb} \geq \frac{2w_s A_{trib}}{f_y} \quad (6.7.7.4.2.2)$$

donde A_{sb} es el área total del refuerzo de integridad en el lecho inferior de la losa dentro de la región limitada por el refuerzo longitudinal de la columna y que cruce el perímetro de la columna; A_{trib} es el área tributaria de la losa empleada para calcular la carga vertical transferida a la columna o apoyo, y w_s es la carga total de servicio por unidad de área sin reducción de carga viva.

6.7.7.4.2.3 El refuerzo de integridad estructural de losas, calculado según 6.7.7.4.2.2, consistirá en al menos dos de las barras corrugadas o alambres corrugados del lecho inferior de la franja de columna en cada dirección que pasen a través del núcleo de la columna. El refuerzo deberá ser continuo a través de la columna, excepto para el refuerzo perpendicular a un borde que deberá desarrollar $1.25f_y$ en las caras internas del soporte.

Comentario:

La colocación de dos barras o alambres continuos a través de la columna ayudan a la losa a evitar una falla en caso de que un apoyo resulte severamente dañado. Le da a la losa la posibilidad de trabajar como catenaria entre apoyos adyacentes tras el daño o falla de un apoyo (Mitchell y Cook, 1984). En esta versión de la Norma se adopta un enfoque similar al de la norma canadiense (CSA Group, 2019). La ec. 6.7.7.4.2.2 permite calcular el área mínima para losas de piso o techo que trabajan en dos direcciones. Si la losa recibe carga de niveles superiores, es necesario hacer un análisis detallado. A_{sb} incluye el área de refuerzo de integridad estructural que cruza la columna en todas sus caras. Por tanto, el área de barras continuas que cruzan en núcleo de la columna se cuenta dos veces y el área que termina dentro del núcleo de columna, una vez. No se incluye el acero de refuerzo del lecho inferior que atraviesa una cara de columna adyacente a un borde de losa. Dado que el refuerzo de integridad estructural es continuo, la cuantía es aquella correspondiente al mayor valor entre columnas adyacentes. En 6.7.7.5.6. se presentan requisitos similares para losas con tendones no adheridos.

6.7.7.5 Refuerzo por flexión en losas presforzadas

6.7.7.5.1 Los tendones exteriores se deben conectar a la losa de tal manera que mantenga la excentricidad especificada entre los tendones y el centroide del concreto para todo el intervalo de las deflexiones esperadas del elemento.

6.7.7.5.2 Cuando se requiera refuerzo longitudinal corrugado adherido para cumplir con la resistencia a flexión o para resistir los esfuerzos a tensión de acuerdo con la ec. 6.7.6.2.3.b, se deberá cumplir con el detallado de 6.6.7.2.

6.7.7.5.3 El refuerzo longitudinal adherido requerido por la ec. 6.7.6.2.3.c se deberá colocar en la parte superior de la losa y deberá cumplir con a) a c):

- a) El refuerzo se deberá distribuir entre las líneas que están **1.5h** afuera de las caras de la columna de apoyo
- b) Se deberán colocar al menos cuatro barras corrugadas, alambres o torones en cada dirección
- c) La separación máxima **s** entre el refuerzo longitudinal adherido no deberá ser mayor que 300 mm.

Comentario:

Con objeto de que el refuerzo adherido pueda desarrollar la resistencia necesaria para soportar las cargas de diseño (factorizadas), se requiere que el refuerzo se ancle adecuadamente. Los requisitos de 6.6.7.2 tienen la intención de lograr un anclaje adecuado para resistir las fuerzas de tensión o compresión que puedan desarrollarse en el acero adherido debido a la flexión ante cargas factorizadas de acuerdo con 5.2.2, o ante cargas de servicio según 6.7.6.2.3.b.

6.7.7.5.4 Terminación del refuerzo presforzado

6.7.7.5.4.1 Las zonas de anclaje para postensado se deberán diseñar y detallar de acuerdo con 14.9.

6.7.7.5.4.2 Los dispositivos de anclaje y de unión en concreto postensado deberán cumplir con 14.8.

6.7.7.5.5 Terminación del refuerzo corrugado en losas con tendones no adheridos

6.7.7.5.5.1 La longitud del refuerzo corrugado requerido por 6.7.6.2.3 deberá cumplir con a) y b):

- a) En zonas de momento positivo, la longitud del refuerzo debe ser al menos **L/3** y deberá centrarse en esas zonas
- b) En zonas de momento negativo, el refuerzo se deberá extender al menos **L/6** a cada lado del apoyo.

Comentario:

La longitud mínima requerida en 6.7.7.5.5.1 aplica a refuerzo adherido calculado según 6.7.6.2.3, pero no es requerida para determinar la resistencia a flexión según 5.2.2. Odello y Mehta (1967) demostraron que, en claros continuos, estas longitudes mínimas resultan en un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio y cargas factorizadas.

6.7.7.5.6 Integridad estructural

6.7.7.5.6.1 Excepto lo permitido en 6.7.7.5.6.3, se deberán colocar al menos dos torones de 0.5 pulg. (12.7 mm) de diámetro o más en cada dirección sobre las columnas de acuerdo con a) o b):

- a) Los tendones deberán pasar por la región delimitada por el refuerzo longitudinal de la columna (núcleo de la columna)
- b) Los tendones deberán anclarse dentro de la región delimitada por el refuerzo longitudinal de la columna, y el anclaje deberá prolongarse más allá del centroide de la columna y lejos del claro reforzado.

6.7.7.5.6.2 Por fuera de la columna y las caras de los ábacos de cortante, los dos tendones por integridad estructural requeridos por 6.7.7.5.6 deberán pasar por debajo de cualquier tendón ortogonal en los claros adyacentes.

6.7.7.5.6.3 Se permiten losas con tendones que no cumplan 6.7.7.5.6.1 si el refuerzo corrugado adherido inferior es colocado de acuerdo con 6.7.7.5.6.3.1 a 6.7.7.5.6.3.3.

6.7.7.5.6.3.1 El refuerzo corrugado mínimo en la parte inferior de la losa, A_s , en cada dirección debe ser el mayor de a) y b). El valor de f_y se debe limitar a un máximo de 560 MPa (5 600 kg/cm²):

$$\text{a) } A_s = \frac{0.37\sqrt{f'_c}c_2d}{f_y} \quad \left(A_s = \frac{1.2\sqrt{f'_c}c_2d}{f_y} \right) \quad (6.7.7.5.6.3.1a)$$

$$\text{b) } A_s = \frac{2.1c_2d}{f_y} \quad \left(A_s = \frac{21c_2d}{f_y} \right) \quad (6.7.7.5.6.3.1b)$$

donde c_2 es medido en las caras de la columna a través de la cual pasa el refuerzo por integridad.

6.7.7.5.6.3.2 El refuerzo corrugado en el lecho inferior calculado en 6.7.7.5.6.3.1 deberá pasar dentro de la zona delimitada por el refuerzo longitudinal de la columna (núcleo de la columna) y deberá desarrollar $1.25f_y$ en los apoyos exteriores.

6.7.7.5.6.3.3 El refuerzo corrugado en el lecho inferior deberá desarrollar $1.25f_y$ más allá de la columna o del paño del ábaco de cortante.

Comentario:

Los tendones de presfuerzo que pasen a través de la unión losa-columna tienen como función sostener la losa tras una falla por cortante por punzonamiento, si los tendones son continuos o bien están anclados dentro del núcleo de la columna y están detallados para prevenir el agrietamiento y aplastamiento de la superficie superior de la losa. Entre la columna o la cara de los ábacos de cortante, los tendones de integridad estructural debieran pasar debajo de los tendones ortogonales de los claros adyacentes. En caso de que se usen tendones distribuidos en una dirección y bandas en la otra, se colocan primero los tendones de integridad en la dirección de los tendones distribuidos y luego se colocan los tendones en banda. Donde los tendones estén distribuidos en las dos direcciones, es necesario entrelazarlos. Es preferible usar el criterio de 6.7.7.5.6.3.

Cuando en losas presforzadas no sea posible colocar los tendones de integridad, se acepta reemplazarlos por barras corrugadas en el lecho inferior.

La cuantía requerida corresponde a 1.5 veces la cuantía mínima a flexión de vigas no presforzadas.

6.7.7.6 Refuerzo de cortante en losas en forma de refuerzo transversal

6.7.7.6.1 Se permitirá refuerzo de cortante en forma de estribos cerrados simples y múltiples, y de refuerzo transversal anclado con una cabeza.

6.7.7.6.2 El anclaje y la geometría de los estribos deberá cumplir con 14.7.3.

6.7.7.6.3 El anclaje y la geometría del refuerzo transversal anclado con una cabeza deberá satisfacer 14.7.2.4.

6.7.7.6.4 Si se colocan estribos cerrados, su ubicación y separación deberán cumplir con la tabla 6.7.7.6.4.

Tabla 6.7.7.6.4 - Ubicación del primer estribo y límites de separación

Dirección de la medición	Descripción de la medición	Distancia o separación máxima
Perpendicular a la cara de la columna	Distancia desde la cara de la columna al primer estribo	$d/3$
	Separación entre estribos	$d/3$
Paralela a la cara de la columna	Separación entre ramas verticales de los estribos	$2d$

6.7.7.6.5 La separación de los estribos se mantendrá en una longitud no menor que un cuarto del claro entre ejes de columnas en el caso de losas planas, o hasta el borde en zapatas, a menos que mediante un análisis se demuestre que puede interrumpirse antes.

Comentario:

La colocación de refuerzo por cortante en forma de barras o alambres, así como de estribos simples o múltiples permite incrementar la resistencia a cortante por punzonamiento de las losas. Los valores de separación en 6.7.7.6.4 han sido determinados en ensayos exitosos de laboratorio (Hawkins, 1974; Broms, 1990; ACI PRC-421.1R). Para que los estribos funcionen adecuadamente, se ha de cumplir con 14.7.1. Es crítico que el refuerzo por cortante rodee al refuerzo longitudinal de los lechos superior e inferior de la losa (figs. C6.7.7.6.a a .d).

En losas muy delgadas, del orden de 250 mm o menos, es difícil cumplir con los requisitos de 14.7 si el refuerzo por cortante está doblado. En sustitución de barras dobladas, se ha usado refuerzo por cortante consistente en pernos lisos con cabeza que cumplan con 2.4.3. Como alternativa a los ganchos, también se permite el uso de barras verticales ancladas mecánicamente en uno o en los dos extremos mediante una placa o cabeza que satisfagan los requisitos de 14.7.2.5 en losas con espesores iguales o mayores que 450 mm.

En una conexión en donde el momento por transferir es despreciable, el refuerzo por cortante sería simétrico con respecto del centroide de la sección crítica (fig. C6.7.7.6.e).

En el caso de columnas de borde donde el momento por transferir sea de magnitud importante, es recomendable usar estribos cerrados. En la fig. C6.7.7.6.f se muestra un arreglo característico. En este caso, si bien los esfuerzos por cortante en las caras AD y BC con menores que en la cara AB, el uso de estribos cerrados a partir de las caras AD y BC le dan mayor resistencia a la torsión al borde de la losa.

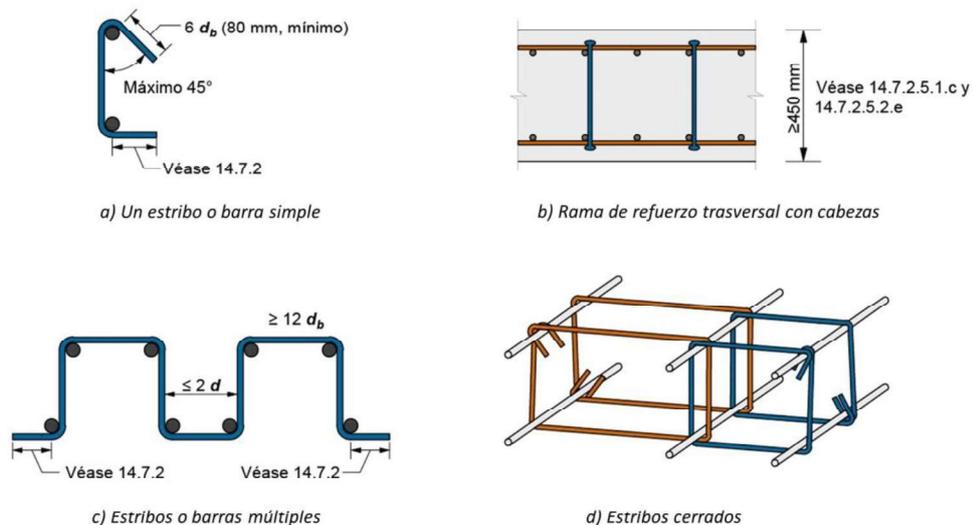


Figura C6.7.7.6.a a C6.7.7.6.d—Grapas y estribos usados en losas como refuerzo por cortante (adaptada de ACI CODE-318-19)

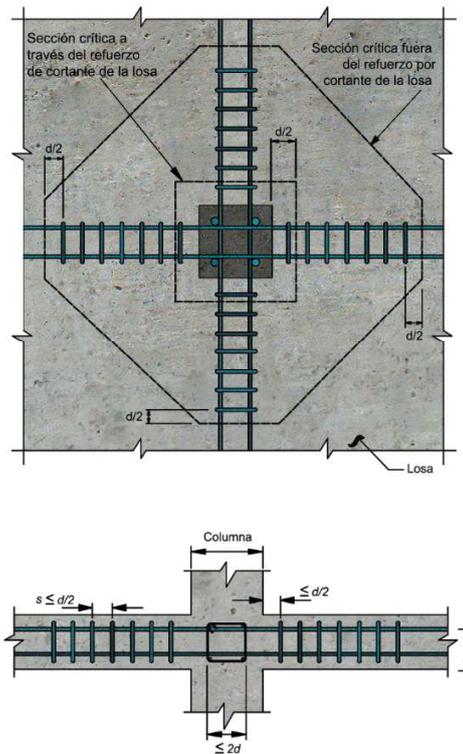


Figura C6.7.7.6.e – Arreglo del refuerzo por cortante en forma de estribos en losas que trabajan en dos direcciones (adaptada de ACI CODE-318-19)

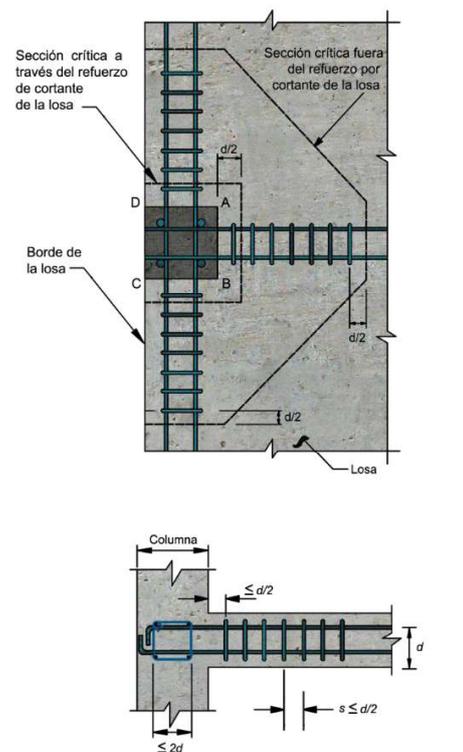


Figura C6.7.7.6.f – Arreglo del refuerzo por cortante en forma de estribos en losas que trabajan en dos direcciones para el caso de columnas de borde (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.7.7.7 Refuerzo de cortante en losas en forma de pernos con cabeza

6.7.7.7.1 Se permitirá reforzar las losas con pernos con cabeza si se colocan perpendiculares al plano de la losa.

6.7.7.7.1.1 La altura total del ensamblaje de pernos con cabeza debe ser al menos igual al espesor de la losa menos la suma de a) a c):

- a) Recubrimiento de concreto del lecho superior del refuerzo por flexión
- b) Recubrimiento del riel base de los pernos
- c) La mitad del diámetro de la barra de refuerzo por flexión a tensión.

6.7.7.7.1.2 La localización y separación de los pernos con cabeza deberá satisfacer la tabla 6.7.7.7.1.2.

Tabla 6.7.7.7.1.2—Localización y límites de separación de pernos con cabeza

Dirección de la medición	Descripción de la medida	Condición		Distancia máxima o separación
Perpendicular a la cara de la columna	Distancia desde cara de la columna a la primera línea perimetral de pernos con cabeza	Todas		$d/2$
	Separación constante entre las líneas perimetrales de los pernos con cabeza	Losa sin presfuerzo	$v_u \leq 0.5F_R\sqrt{f'_c}$ $(v_u \leq 1.6F_R\sqrt{f'_c})$	$3d/4$
		Losa sin presfuerzo	$v_u > 0.5F_R\sqrt{f'_c}$ $(v_u > 1.6F_R\sqrt{f'_c})$	$d/2$
		Losas presforzadas que cumplen con 5.6.2.1.2		$3d/4$
Paralela a la cara de la columna	Separación entre pernos con cabeza adyacentes en la línea perimetral más cercana a la cara de la columna	Todas		$2d$

Comentario:

En esta Norma se incluye la posibilidad de usar pernos con cabeza como refuerzo por cortante en losas planas. Su uso requiere especificar el diámetro del perno o fuste, la separación entre los pernos y la altura de los arreglos riel-perno para la aplicación en estudio. Su efectividad se basa en que estén mecánicamente anclados lo más cercanamente posible a las caras superior e inferior de la losa.

En comparación con una rama de estribo con dobleces en los extremos, un perno con cabeza exhibe menores desplazamientos relativos y, por tanto, resulta en anchos de grietas de menor espesor. Ello se traduce en límites más amplios sobre la resistencia a cortante y la separación entre líneas perimetrales del refuerzo con pernos con cabeza. En la fig. C6.7.7.7 se muestran arreglos característicos de refuerzo a base de pernos con cabeza. La sección crítica más allá del refuerzo por cortante tiene una forma poligonal. Ecuaciones para calcular los esfuerzos por cortante en esas secciones se pueden consultar en ACI PRC-421.1R.

La separación libre entre las cabezas de los pernos ha de ser suficiente para permitir la colocación del refuerzo por flexión.

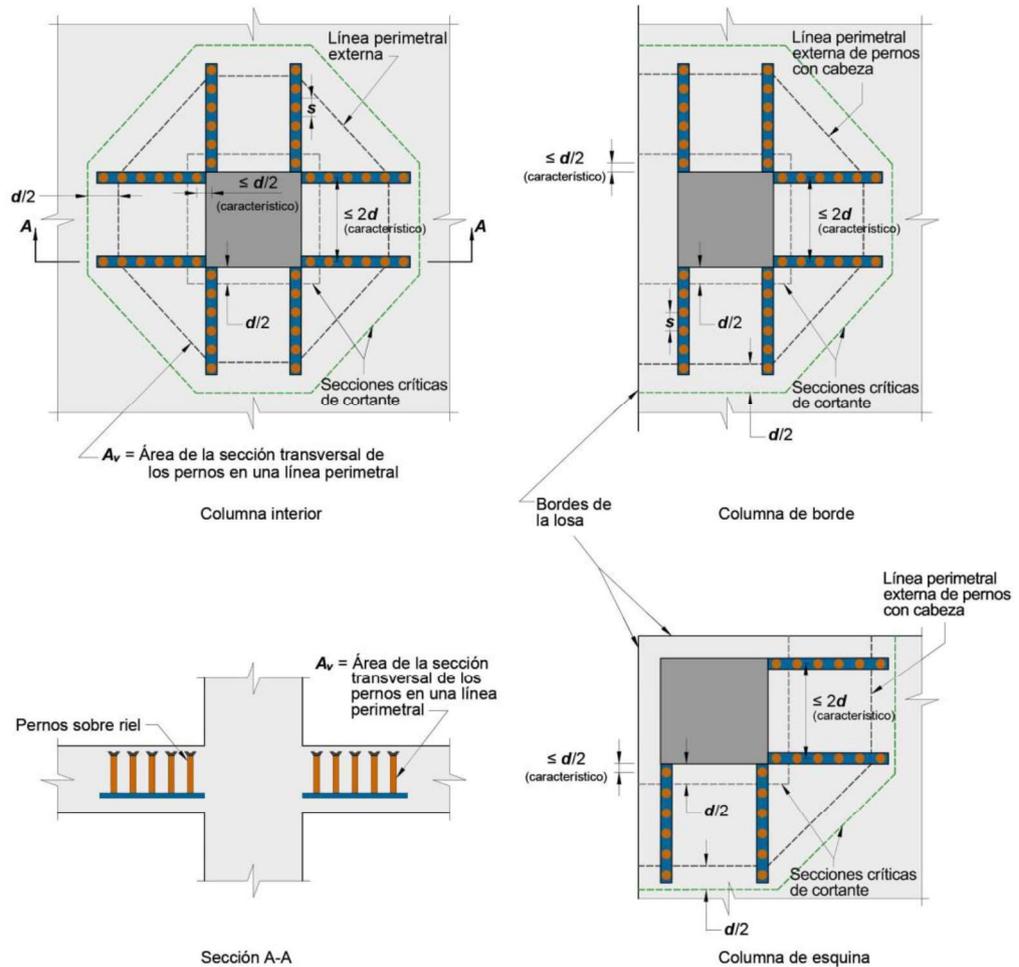


Figura C6.7.7.7 Arreglos característicos de refuerzo a base de pernos con cabeza y secciones críticas (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.7.8 Losas encasetonadas en dos direcciones sin presfuerzo

6.7.8.1 Requisitos generales

6.7.8.1.1 Las losas encasetonadas en dos direcciones sin presfuerzo consisten en una combinación monolítica de nervaduras o viguetas con una separación regular y una losa en la parte superior diseñada para actuar en dos direcciones ortogonales.

6.7.8.1.2 El espesor de las nervaduras o viguetas no deberá ser menor que 100 mm en cualquier punto de su peralte.

6.7.8.1.3 El peralte total de las nervaduras o viguetas no deberá ser mayor que 3.5 veces el espesor mínimo.

6.7.8.1.4 La separación libre entre nervaduras o viguetas no debe ser mayor que 800 mm ni que un sexto del claro de la losa paralelo a la dirección en que se mide la separación entre nervaduras.

6.7.8.1.5 Se permitirá tomar a V_{CR} igual a 1.1 veces el valor calculado en 5.5.

6.7.8.1.6 Se deberá revisar la resistencia a cargas concentradas de las zonas comprendidas entre nervaduras o viguetas. Como mínimo se considerará una carga concentrada de 10 kN (1 000 kg) en un área de 100 x 100 mm actuando en la posición más desfavorable. En estacionamientos, rampas y losas con tránsito vehicular, esta carga será al menos de 15 kN (1 500 kg).

6.7.8.1.7 Por integridad estructural, al menos una barra inferior en cada nervadura o vigueta deberá ser continua y se deberá anclar para desarrollar $1.25f_y$ en el paño del apoyo.

6.7.8.1.8 El área de refuerzo perpendicular a las nervaduras deberá cumplir con los requerimientos de resistencia a momento de la losa, considerando cargas concentradas, y deberá tener al menos el área de refuerzo por contracción y temperatura establecido en 13.8.

6.7.8.1.9 Una losa encasetonada que no cumpla con las limitaciones de 6.7.8.1.1 hasta 6.7.8.1.4 se deberá diseñar como losa apoyada en vigas.

Comentario:

El límite máximo en la separación entre nervaduras o viguetas se requiere ya que se permiten en mayores resistencias a cortante y menores recubrimientos de concreto en estos elementos. Este incremento se basa en un comportamiento observado satisfactorio y el potencial de redistribución de sobrecarga a nervaduras o viguetas adyacentes.

En esta versión de la Norma se incrementó el valor de la carga concentrada en estacionamientos, rampas y losas con tránsito vehicular para tomar en cuenta posibles reducciones de espesor efectivo durante el proceso de acabado y pulido de losas coladas en sitio, así como la descarga puntual del peso de vehículos cuando una llanta situada entre nervaduras o viguetas. Este valor de carga concentrada es consistente con los requerimientos de la NTC-Criterios para estacionamientos de automóviles. Se recomienda adecuar el valor en el caso de que los vehículos sean autobuses o camiones.

6.7.8.2 Losas encasetonadas con rellenos estructurales

6.7.8.2.1 Si se utilizan rellenos permanentes de arcilla recocida o concreto que tengan una resistencia a la compresión de la pieza por lo menos igual al f'_c de las nervaduras o viguetas, se deberá aplicar 6.7.8.2.1.1 y 6.7.8.2.1.2.

6.7.8.2.1.1 El espesor de la losa deberá ser al menos el mayor de 1/15 de la distancia libre entre las nervaduras o viguetas y 40 mm.

6.7.8.2.1.2 Para el cálculo de la resistencia a fuerza cortante y momento negativo, se permitirá incluir las paredes verticales de las piezas de relleno en contacto con las nervaduras. No se deberá incluir ninguna otra parte de las piezas de relleno en los cálculos.

6.7.8.3 Losas encasetonadas con otros rellenos

6.7.8.3.1 Si los rellenos no cumplen con 6.7.8.2.1 o se utilizan cimbras recuperables, el espesor de la losa deberá ser al menos el mayor de 1/13 de la distancia libre entre las nervaduras y 50 mm.

Comentario:

Los espesores mínimos de esta sección no garantizan la condición de diafragma rígido definido en 2.7 de la NTC-Sismo, por lo que, para las encasetonadas de estructuras sujetas a carga lateral, el espesor del firme o losa debería cumplir además con lo señalado en 6.8 de esta Norma. Adicionalmente, el espesor mínimo de la losa puede ser controlado por espesores y recubrimientos para protección al fuego de conformidad con 4.15 de esta Norma.

6.8 Diafragmas en estructuras de ductilidad baja

6.8.1 Alcance

6.8.1.1 Esta sección se deberá aplicar en el diseño de diafragmas no presforzados y presforzados, entre los cuales estén los señalados en a) a d):

- Diafragmas que sean losas coladas en sitio
- Diafragmas que comprenden un firme de compresión colado sobre elementos prefabricados
- Diafragmas que incluyen elementos prefabricados con franjas en los extremos compuestos por un firme de compresión colado en sitio o vigas de borde
- Diafragmas hechos a base de elementos prefabricados interconectados sin firme de compresión.

Comentario:

Los diafragmas son elementos horizontales, o casi horizontales, cuya función es distribuir las cargas laterales entre los elementos verticales resistentes a cargas laterales. También sirven para conectar los elementos estructurales en un arreglo tridimensional, así como para restringirlos lateralmente. Los sistemas de piso y techo usualmente trabajan como diafragmas. Los diafragmas pueden incluir cuerdas y colectores.

Ante cargas laterales, los diafragmas están sujetos a momentos y fuerzas cortantes en su plano. Cuando los elementos verticales no están conectados a lo largo de la longitud o peralte del diafragma es posible que se requiera suministrar colectores que transfieran las fuerzas cortantes al elemento vertical.

6.8.2 Requisitos generales

6.8.2.1 En el diseño de diafragmas se deberán considerar las fuerzas a) a e) siguientes:

- a) Fuerzas en el plano del diafragma debido a cargas laterales
- b) Fuerzas de transferencia en el diafragma
- c) Fuerzas en las conexiones entre el diafragma y los elementos verticales, estructurales o no estructurales
- d) Fuerzas resultantes de contraventeos o elementos inclinados
- e) Fuerzas fuera del plano del diafragma debido a cargas gravitacionales o de otro tipo que actúan sobre su superficie.

6.8.2.2 Se deberán considerar los efectos de las aberturas o huecos en el diseño.

Comentario:

Las fuerzas laterales que actúan sobre un edificio incluyen combinaciones de acciones por sismo, viento, presiones de fluidos y/o empujes del terreno.

Las fuerzas por transferir en el diafragma se deben a cambios en las propiedades de los elementos verticales en la altura. Un ejemplo es el cambio de dimensiones de muros de concreto al conectarse con un muro de cimentación más largo.

Las fuerzas en conexiones se pueden deber a fuerzas desarrolladas por el viento o el sismo en las conexiones de fachadas u otros elementos no estructurales. Estas fuerzas se transferirán al diafragma mediante las conexiones.

En el caso de fuerzas resultante de contraventeos, es conveniente tomar en cuenta las fuerzas que no se equilibren localmente de modo que deban ser transferidas a través del diafragma.

Cuando existan fuerzas fuera del plano, debido a empuje vertical del viento o aceleraciones verticales, por ejemplo, es necesario considerarlas en el diseño del diafragma.

6.8.3 Límites de diseño

6.8.3.1 Espesor mínimo del diafragma

6.8.3.1.1 El espesor estará determinado por la estabilidad, rigidez y resistencia requeridas ante cargas de diseño. El espesor de los diafragmas de piso y techo será al menos el requerido para los elementos que formen los sistemas de piso y techo en esta Norma.

6.8.3.1.2 El espesor del firme no será menor que 60 mm, si el claro mayor de los tableros es de 6 m o más. En ningún caso será menor que 50 mm.

Comentario:

Además del dimensionamiento para cargas gravitacionales, los diafragmas se diseñan para transmitir en su plano las fuerzas laterales de la estructura hacia los elementos verticales del SERCGFL, según se detalla en 2.7 de la NTC-Sismo, por lo que los espesores mínimos para diafragmas son mayores que para losas no sujetas a carga lateral.

6.8.4 Resistencia requerida

6.8.4.1 Requisitos generales

6.8.4.1.1 La resistencia requerida se calculará de acuerdo con 6.2.2.

6.8.4.1.2 La resistencia requerida de diafragmas que sean parte de sistemas de piso o techo deberán incluir los efectos simultáneos de cargas fuera del plano con otros tipos de cargas aplicables.

6.8.4.2 Modelación y análisis de diafragmas

6.8.4.2.1 La modelación y procedimientos de análisis deberán satisfacer los requisitos de 3.6.

6.8.4.2.2 La determinación de los momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales de diseño en el plano del diafragma deberán satisfacer el equilibrio y ser consistentes con las condiciones de borde. Se permitirá calcular las acciones de diseño mediante a) a e):

- a) Modelo de diafragma rígido, si el diafragma se puede idealizar como rígido en su plano
- b) Modelo de diafragma flexible, si el diafragma se puede considerar como flexible en su plano
- c) Un análisis de envolventes en el cual los valores de diseño corresponderán con los valores de las envolventes suponiendo rigideces en el plano del diafragma con magnitudes en los límites superior e inferior como resultado de dos o más análisis
- d) Modelo de elementos finitos que considere la flexibilidad del diafragma
- e) Modelo de puntales y tensores según el Capítulo 10.

6.8.4.2.3 Para revisar los estados límites de servicio, se deberán considerar las rigideces del diafragma a flexión y cortante, así como los efectos de flujo plástico, contracción y gradientes térmicos.

Comentario:

Las combinaciones de carga incluyen la actuación simultánea de cargas en el plano y fuera del plano del diafragma. Por ejemplo, en el caso de una viga que funciona como colector, la viga se diseñaría ante las fuerzas axiales trabajando como colector y para resistir el momento y fuerzas cortantes debidos a cargas de gravedad.

Normalmente los diafragmas se diseñan para permanecer elásticos, de ahí que las hipótesis del análisis elástico lineal sean aplicables.

El modelo de rigidez del diafragma ha de ser consistente con las características del edificio. El modelo por seleccionar depende de la rigidez relativa del diafragma y de los elementos verticales. Un ejemplo de un modelo flexible lo constituye un diafragma a base de elementos prefabricados, con o sin firme de compresión, apoyados en muros de concreto. Cuando los valores de las rigideces del diafragma y los elementos verticales sean parecidos, donde existan fuerzas elevadas de transferencia, o donde los edificios cuenten con rampas, se recomienda adoptar un modelo más detallado.

Las losas de concreto, sin aberturas entrantes u otras irregularidades, construidas usando esta Norma se pueden suponer como diafragmas rígidos, con excepción de aquéllas con grandes claros.

Un diafragma rígido o semirrígido en su plano se puede modelar como una viga rígida apoyada con resortes representativos de las rigideces laterales de los elementos verticales. De este modo se puede obtener la distribución de fuerzas internas en el diafragma. En este análisis se incluyen los efectos de fuerzas excéntricas que puedan causar torsiones en el edificio.

En el caso de diafragmas flexibles es aceptable realizar un análisis de envolventes, en el cual el diafragma se analiza como un elemento rígido apoyado en miembros flexibles y como un elemento flexible apoyado en miembros rígidos.

El método de elementos finitos es útil para analizar diafragmas de cualquier tipo, pero en especial aquéllas que son irregulares o con fuerzas de transferencia de magnitudes elevadas. En caso de que se anticipe agrietamiento del concreto, es necesario ajustar la rigidez. En el modelo es necesario incluir las rigideces de juntas y conexiones en diafragmas a base de elementos prefabricados.

Si se emplea el modelo de puntales y tensores en edificios, es necesario que el modelo incluya los efectos que ocurren bajo las combinaciones de carga de diseño.

6.8.5 Resistencias de diseño

6.8.5.1 Requisitos generales

6.8.5.1.1 Las resistencias de diseño se obtendrán de acuerdo con a), b), c) o d):

- a) En un diafragma modelado como una viga cuyo peralte sea igual al peralte del diafragma, en el cual se suponga que el momento es resistido por acero de refuerzo concentrado en los extremos del diafragma, la resistencia de diseño se calculará conforme a 6.8.5.2 a 6.8.5.4

- b) Si se modela el diafragma, o un segmento de él, mediante el método de puntales y tensores, las resistencias de diseño serán de acuerdo con 10.3
- c) En caso de modelar el diafragma con elementos finitos, las resistencias de diseño serán calculadas con el Capítulo 5. En este modelo, se considerará la distribución no uniforme del cortante en el diseño a fuerza cortante. Si se suministran colectores para transferir las fuerzas cortantes en el diafragma a los elementos verticales del SERCGFL, se deberán diseñar de acuerdo con 6.8.5.4
- d) Si se emplean otros métodos de análisis, éstos deberán satisfacer el equilibrio y proporcionar resistencias de diseño al menos iguales a las requeridas para cada elemento involucrado en la transmisión de fuerzas.

6.8.5.1.2 Se aceptará considerar las fuerzas de precompresión debidas al acero presforzado para resistir fuerzas en el diafragma.

6.8.5.1.3 Si se colocan torones adheridos y no presforzados en el diafragma para resistir fuerzas en los conectores, las fuerzas cortantes o fuerzas de tensión debidas al momento en el plano del diafragma, el valor del esfuerzo de diseño en el acero no excederá el menor de 420 MPa (4 200 kg/cm²) y el esfuerzo especificado de fluencia.

Comentario:

Las acciones de diseño de un diafragma son comúnmente momento en el plano sin o con fuerza axial, fuerza cortante en el plano y fuerzas axiales de compresión y tensión en colectores, puntales y tensores. Es frecuente que obren acciones fuera del plano, para las cuales se requiere diseñar también.

En el diseño de colectores a compresión el factor de resistencia es el que corresponde a elementos controlados a compresión.

En caso de sistemas de piso pretensados, debido a la diferencia de magnitud de factores de carga ante cargas gravitacionales y ante cargas accidentales, parte del presfuerzo efectivo está disponible para resistir cargas gravitacionales y el resto para resistir el momento en el plano. En caso necesario, se tendrá que añadir acero de refuerzo.

De acuerdo con 6.8.5.1.3, el límite en el esfuerzo de fluencia supuesto para diseño se estableció para controlar el ancho de grieta y la abertura de las juntas.

6.8.5.2 Fuerza axial y momento

6.8.5.2.1 Se aceptará diseñar el diafragma para que resista fuerza axial y momento en su plano de acuerdo con 5.2.2 y 5.3.

6.8.5.2.2 Se permitirá resistir la fuerza de tensión debido al momento mediante las opciones a), b), c) o d) o sus combinaciones:

- a) Barras corrugadas que cumplan con 2.4.2
- b) Torones o barras de presfuerzo, pretensadas o no, que satisfagan 13.3.1.1
- c) Conectores mecánicos que unan elementos prefabricados
- d) Fuerza de precompresión debida al presfuerzo.

6.8.5.2.3 El acero no presforzado y los conectores mecánicos, suministrados para resistir la tensión debida a momento, se colocarán en una franja igual a $h/4$ medida desde extremo a tensión del diafragma, donde h es el peralte del diafragma medido en su plano en esta ubicación. Donde el peralte del diafragma cambie a lo largo del claro se anclará el acero de refuerzo en los segmentos del diafragma que no están dentro de la franja de ancho igual a $h/4$.

6.8.5.2.4 Los conectores mecánicos que unen elementos prefabricados se diseñarán para resistir la tensión generada por la abertura de la junta.

Comentario:

En la fig. C6.8.5.2.3 se presentan las ubicaciones permitidas del acero no presforzado a tensión que resista el momento y la fuerza axial. Se muestra el cambio de peralte del diafragma a lo largo del claro, así como la necesidad de anclar el refuerzo longitudinal colocado en la franja $h/4$. También es posible usar el método de puntales y tensores o análisis elásticos de esfuerzos planos para calcular las extensiones del refuerzo y otros tipos de requisitos de refuerzo para dotar de continuidad a través del cambio de peralte.

La concentración de refuerzo longitudinal en una franja de ancho igual a $h/4$ en el borde del diafragma resulta, además, en una distribución más uniforme del flujo de cortante a través del peralte del diafragma.

En el caso de conectores o puntales adyacentes a barras o aberturas, es recomendable detallar el refuerzo transversal de manera similar a columnas.

En el diseño de conectores de acuerdo con 6.10.5.2.4, es recomendable suponer una abertura de la junta entre elementos prefabricados, sin firme de compresión, del orden de 3 mm o menos. Si ante sismo se anticipan mayores aberturas, los conectores mecánicos deberían mantener su resistencia ante esa abertura.

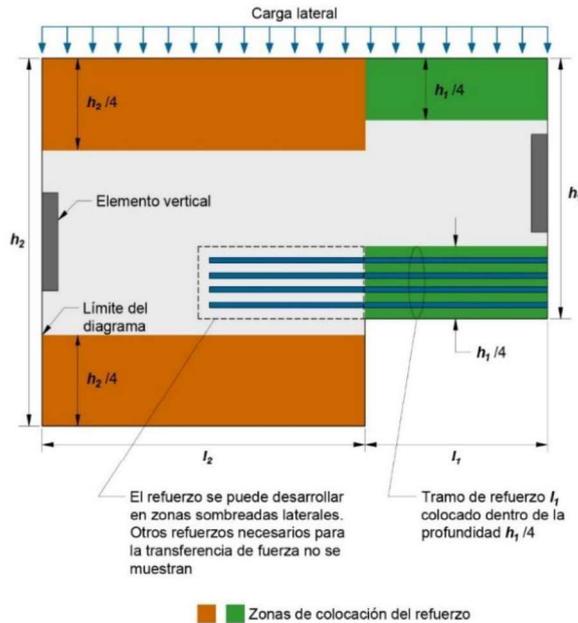


Figura C6.8.5.2.3 -Ubicaciones de acero de refuerzo (no presforzado) para resistir la tensión debido al momento y a la fuerza axial (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.8.5.3 Fuerza cortante

6.8.5.3.1 Para calcular la resistencia de diseño, el factor de resistencia F_R será el indicado en la tabla 3.8.2.1.

6.8.5.3.2 La resistencia de diseño a fuerza cortante de un diafragma colado en sitio se calculará de acuerdo con la ec. 6.8.5.3.2:

$$V_R = F_R A_{cv} (0.17\lambda\sqrt{f'_c} + p_t f_y)$$

$$(V_R = F_R A_{cv} (0.5\lambda\sqrt{f'_c} + p_t f_y)) \tag{6.8.5.3.2}$$

donde A_{cv} es el área de concreto delimitada por el espesor del alma y por el peralte de diafragma, habiéndole descontado las áreas huecas y/o aberturas. El valor de $\sqrt{f'_c}$ no deberá exceder 8 MPa (80 kg/cm²). La cuantía p_t es el acero de refuerzo distribuido en dirección paralela a la de la fuerza cortante en el plano del diafragma.

6.8.5.3.3 Para un diafragma colado en sitio totalmente, las dimensiones de la sección transversal serán seleccionadas tal que se satisfaga la ec. 6.8.5.3.3:

$$V_u \leq 0.66 F_R A_{cv} \sqrt{f'_c}$$

$$(V_u \leq 2.1 F_R A_{cv} \sqrt{f'_c}) \tag{6.8.5.3.3}$$

donde el valor de $\sqrt{f'_c}$ por usarse en el cálculo de V_u no deberá exceder 8 MPa (80 kg/cm²).

6.8.5.3.4 En diafragmas que comprenden firmes de compresión colados en sitio sobre elementos prefabricados se deberá cumplir con a) y b):

- a) V_R se calculará con la ec. 6.8.5.3.2. A_{cv} se calculará usando el espesor del firme de compresión en caso de diafragmas con firmes no compuestos, o la combinación del espesor del firme y del peralte de los elementos prefabricados en diafragmas con firmes trabajando como sección compuesta. En diafragmas trabajando como sección compuesta, f'_c en ec. 6.8.5.3.2 no excederá el mínimo valor de f'_c en los elementos prefabricados y en el firme
- b) V_R no será mayor que la resistencia a cortante por fricción calculada según 5.7, considerando el espesor del firme arriba de las juntas entre elementos prefabricados en diafragmas compuestos o no compuestos, así como el refuerzo que cruce las juntas entre elementos prefabricados.

6.8.5.3.5 En diafragmas hechos a base de elementos prefabricados sin firme de compresión y en diafragmas que son elementos prefabricados con franjas de borde construidas mediante un firme de compresión colado en sitio o vigas de borde, se permitirá diseñar por fuerza cortante de acuerdo con a), b) o ambas:

- a) La resistencia nominal de juntas con mortero fluido no deberá exceder 0.6 MPa (6 kg/cm²). Se colocará refuerzo diseñado para resistir la fuerza cortante mediante cortante por fricción de acuerdo con 5.7. El acero de refuerzo por cortante por fricción será adicional al requerido para resistir momento y la fuerza axial
- b) Los conectores mecánicos localizados en el plano de la junta entre elementos prefabricados deberán diseñarse para resistir la fuerza cortante de diseño ante la abertura estimada de la junta.

6.8.5.3.6 Se deberá cumplir con a) o b) en todo diafragma en donde la fuerza cortante sea transferida del diafragma a un colector, o bien desde el diafragma o un colector a un elemento vertical del SERCGFL.

- a) Donde la fuerza cortante sea transferida a través del concreto, se deberán satisfacer los requisitos de cortante por fricción de 5.7
- b) Donde la fuerza cortante sea transferida mediante conectores o anclas, se deberán considerar los efectos que produzca el levantamiento y rotación del elemento vertical parte del SERCGFL.

Comentario:

En el diseño por fuerza cortante de diafragmas se supone que el flujo de cortante es uniforme en el peralte del diafragma. Si se usan métodos de análisis basados en puntales y tensores o elementos finitos, es conveniente considerar las variaciones locales del flujo de cortante.

El peralte de diafragmas compuestos por firmes de compresión sobre elementos prefabricados es sólo el espesor del firme si este no forma una sección compuesta con los elementos prefabricados (véase 6.8.3.4a).

Los firmes tienden a desarrollar grietas sobre y a lo largo de juntas entre elementos prefabricados. Es por ello que en 6.8.5.3.4 se limita la resistencia a cortante a la fuerza resistente por cortante por fricción del firme arriba de la junta.

En estructuras de ductilidad baja se acepta que los diafragmas no posean un firme de compresión. En estos casos, el cortante se resiste mediante cortante por fricción en juntas con mortero o mediante conectores mecánicos. Para este último caso, se espera que la junta se abra y que los conectores tengan la capacidad de mantener la resistencia de diseño al abrirse la junta (véase 6.8.5.3.5b).

Los diafragmas se diseñan, además de resistir al cortante en su plano, para transferirlo a colectores y a los elementos verticales del SERCGFL. Es usual que el acero de refuerzo suministrado en el diafragma sea suficiente para transferir las fuerzas a los colectores mediante cortante por fricción hacia los elementos verticales del SERCGFL ya sea del diafragma o de colectores. Sin embargo, se puede requerir refuerzo adicional que trabaje a cortante por fricción para transferir las fuerzas cortantes del diafragma o del colector a los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas laterales. En la fig. C6.8.5.3.6 se muestra un ejemplo del detalle de anclas colocadas entre un diafragma colado en sitio y un muro de concreto; por claridad, en la figura no se muestra el refuerzo por flexión del diafragma.

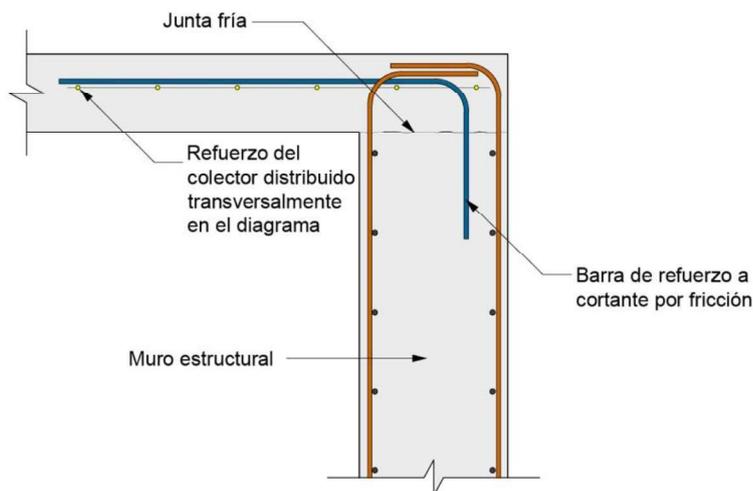


Figura C6.8.5.3.6 - Detalle tipo de anclas para transferir fuerza cortante del diafragma al muro de concreto mediante cortante por fricción (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.8.5.4 Colectores

6.8.5.4.1 Se deberán suministrar colectores entre los elementos verticales del SERCGFL y parte o todo el peralte del diafragma capaces de transferir la fuerza cortante de diseño del diafragma al elemento vertical. Donde la transferencia de fuerzas de diseño del colector no se requiera, se aceptará interrumpir los colectores a lo largo de los elementos verticales del SERCGFL.

6.8.5.4.2 Los colectores se deberán diseñar para trabajar como elementos a tensión, a compresión o ambos, según 5.3.

6.8.5.4.3 El refuerzo longitudinal de los colectores deberá extenderse a lo largo del elemento vertical al menos el mayor de a) o b):

- Una distancia igual a la longitud de desarrollo del refuerzo en tensión
- La longitud necesaria para transferir las fuerzas de diseño al elemento vertical mediante cortante por fricción de acuerdo con 5.7, conectores mecánicos o mediante otros mecanismos de transferencia.

6.8.5.4.4 Los colectores sujetos a esfuerzos de compresión mayores que $0.2f_c'$ contarán en su longitud con el refuerzo transversal mínimo que se prescribe en 6.4.4.4. Este refuerzo puede interrumpirse en las zonas donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f_c'$. Los esfuerzos se calcularán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de las secciones brutas de los miembros considerados.

Comentario:

Con objeto de reducir esfuerzos nominales y el congestionamiento del acero de refuerzo, es común que el ancho de los colectores de cada lado del elemento vertical no sea mayor que la mitad de la longitud de contacto entre el colector y el elemento vertical.

Es necesario suministrar colectores cuando la longitud de los elementos verticales sea menor que el peralte del diafragma. En la fig. C6.8.5.4.a se muestra el armado de un colector y el refuerzo por cortante por fricción para transferir la fuerza del colector al muro. En la figura se muestra la distribución de fuerzas del colector, a tensión y a compresión.

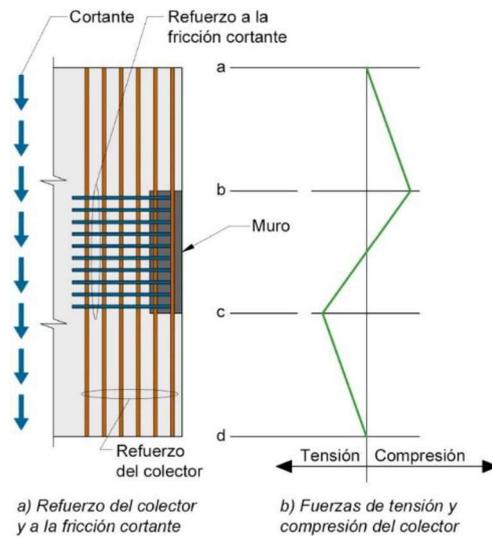


Figura C6.8.5.4.a-Colector a lo largo de todo el peralte del diafragma y refuerzo por cortante-fricción para transferir fuerzas del colector a un muro (adaptada de ACI CODE-318-19)

En estructuras de ductilidad baja no se requiere que los colectores se detallen como columnas, a menos que resistan fuerzas de compresión altas en comparación con su resistencia a fuerza axial o que sean diseñadas como puntales adyacentes a aberturas o bordes.

Con objeto de lograr un comportamiento adecuado del diafragma, el refuerzo del colector se detalla tal que pueda desarrollar su esfuerzo especificado de fluencia. Es común que parte del acero de refuerzo del colector se extienda a lo largo del elemento vertical de modo de que las fuerzas del colector se transfieran de manera uniforme mediante cortante por fricción. En la fig. C6.8.5.4.b se muestra el refuerzo de un colector extendido para transferir fuerzas a tres columnas.

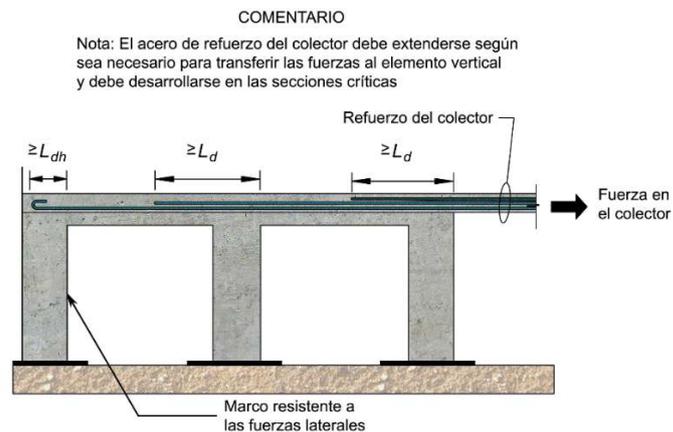


Figura C6.8.5.4.b - Esquema de la transferencia de fuerzas del diafragma a tres columnas (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.8.6 Límites del refuerzo

6.8.6.1 Los diafragmas deberán satisfacer los límites de refuerzo de losas trabajando en una dirección (6.6) o en dos direcciones (6.7), según corresponda, con excepción de losas sobre terreno.

6.8.6.2 Los diafragmas hechos a base de un firme de concreto colado en sitio sobre elementos prefabricados deberán ser reforzados de acuerdo con 13.8.2 en cada dirección.

6.8.6.3 El refuerzo diseñado para resistir las fuerzas de diafragma en el plano será en adición al acero diseñado para resistir otras acciones. Como excepción, el refuerzo diseñado por cambios volumétricos se puede considerar que contribuye a resistir las fuerzas en el plano del diafragma.

6.8.6.4 El refuerzo mínimo por fuerza cortante no será menor que 0.0025. Si se utiliza malla soldada de alambre para resistir la fuerza cortante en firmes sobre elementos prefabricados, la separación de los alambres paralelos al claro de los elementos prefabricados no excederá 250 mm.

Comentario:

El acero de refuerzo por contracción y temperatura se suministra para controlar el agrietamiento del concreto y para amarrar la estructura. Este refuerzo se coloca entre las dos caras del elemento y ha de traslaparse como de indica en 14.5.2. En caso de losas gruesas, se provee el acero de refuerzo por contracción y temperatura en las dos caras del miembro. En el Proyecto Ejecutivo (memorias y planos) se indica la clase de traslape por usar según 14.5.2. En losas gruesas se recomienda considerar traslapes sin contacto.

Para mayor información sobre refuerzo mínimo de diafragmas hechos de un firme de concreto colado en sitio sobre elementos prefabricados se recomienda consultar la referencia del Steel Deck Institute (Standard for Steel Deck).

6.8.7 Detallado del refuerzo

6.8.7.1 El espesor del recubrimiento de concreto, las longitudes de desarrollo de las barras de refuerzo, las longitudes de traslapes y el detallado de barras que formen paquetes deberán cumplir con lo requerido en los Capítulos 4 y 14.

6.8.7.2 La separación mínima entre barras de refuerzo s será la requerida en 14.2.

6.8.7.3 La separación máxima de las barras corrugadas de refuerzo será la menor de cinco veces el espesor del diafragma y 450 mm.

6.8.7.4 Refuerzo del diafragma y de colectores

6.8.7.4.1 Los diafragmas deberán satisfacer los requisitos de detallado de refuerzo de losas trabajando en una dirección (6.6) o en dos direcciones (6.7), según corresponda, con excepción de losas sobre terreno.

6.8.7.4.2 Se deberá detallar el refuerzo longitudinal que resista fuerzas de tensión o compresión de modo que pueda desarrollarse a cada lado de toda sección del diafragma o colector.

6.8.7.4.3 El acero de refuerzo que se suministre para resistir fuerzas de tensión deberá extenderse al menos L_d más allá del punto donde ya no se requiera para resistir la tensión, con excepción de los bordes del diafragma y de las juntas de expansión.

Comentario:

Las secciones críticas para detallar el refuerzo por desarrollo son los puntos de máximo esfuerzo, los puntos donde el acero adyacente terminado ya no se requiere para resistir fuerzas de diseño, los puntos de discontinuidad del diafragma.

El requisito de 6.8.7.4.3 pide que el refuerzo a tensión se extienda L_d más allá de los puntos donde ya no se necesite para resistir la fuerza de tensión. Este requisito es distinto del especificado para vigas, el cual establece que el refuerzo se extienda el mayor de d y $12d_b$ para evitar fallas por anclaje o cortante en caso de que la ubicación de las fuerzas de tensión sea diferente de la calculada. Las fallas observadas en vigas debido a esto no se han registrado en diafragmas.

6.9 Uniones viga-columna y losa-columna de estructuras de ductilidad baja

6.9.1 Alcance

6.9.1.1 Esta sección deberá aplicarse a uniones en estructuras de ductilidad baja, incluyendo:

- a) Diseño y detallado de uniones viga-columna coladas en sitio

- b) Diseño y detallado de uniones losa-columna coladas en sitio.

6.9.1.2 La transferencia de fuerza axial a través del sistema de piso deberá cumplir con 6.9.8.

Comentario:

Una unión es la porción de una estructura que es común a miembros que se intersecan, mientras que una conexión comprende a la unión y porciones de los elementos que se unen. Esta sección se enfoca en requisitos de uniones viga-columna y losa-columna para estructuras de ductilidad baja.

6.9.1 Requisitos generales

6.9.2.1 El cortante resultante de la transmisión del momento deberá considerarse en el diseño de las uniones viga-columna y losa-columna.

6.9.2.2 En uniones viga-columna de esquina, se deberán considerar los efectos de momentos de cierre y apertura dentro del nudo.

Comentario:

El criterio de diseño de uniones viga-columna se basa en suponer que se desarrolla un puntal de compresión entre las esquinas de la unión. Si la unión está adecuadamente confinada en sus cuatro lados no requiere refuerzo por cortante.

Ensayos de laboratorio de uniones viga-columna ante cargas cíclicas reversibles han indicado que extensiones de vigas y columnas, cuando están adecuadamente dimensionadas y reforzadas con barras longitudinales y transversales, proveen un confinamiento efectivo en la cara de la unión. Por lo general estas extensiones no contribuyen a la demanda de fuerza cortante ya que no soportan cargas aplicadas externamente. También se ha observado que las uniones viga-columna con vigas en los cuatro lados con peraltes aproximadamente iguales exhibieron un comportamiento superior al de uniones en las que no todas las caras estuvieron confinadas por vigas. Este es el caso de uniones exteriores o de fachada, dentro de las que destacan las de exteriores en la esquina por tener dos caras de la unión frecuentemente no confinadas por extensión de vigas.

Las conexiones de esquina ocurren cuando dos elementos no colineales transfieren momento y terminan en una unión; éste es el caso de una conexión exterior a nivel del techo. Este tipo de conexión es especialmente vulnerable a fallar por flexión ya sea por los momentos que cierran o los que abren la conexión, aun cuando la resistencia a flexión en la cara de la unión es suficiente.

La transferencia de flexión entre losa y columnas de borde o de esquina se trata en 6.7.

En esta versión de la Norma las uniones se clasifican según su confinamiento, el cual depende del área que cubre la viga con respecto al área de la cara lateral del nudo. Este criterio permite clasificar a las uniones para estructuras de ductilidad baja, media y alta. En la fig. C6.9.2 se muestra la sección mínima de una viga transversal. En el caso de uniones con columnas circulares, se puede considerar como una sección cuadrada de área equivalente.

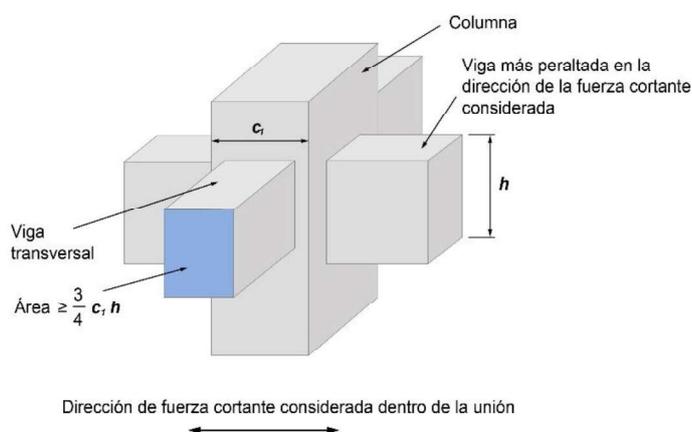


Figura C6.9.2 – Sección mínima de una viga transversal para propósitos de confinamiento de la unión viga-columna (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.9.3 Límites de diseño

6.9.3.1 Si el peralte de una viga que llega a un nudo y genera cortante es mayor que el doble del peralte de la columna, el diseño y el análisis del nudo deberá basarse en el método de puntales y tensores del Capítulo 10 y deberán cumplirse a) y b):

- a) La resistencia de diseño a cortante del nudo obtenida con el Capítulo 10 no deberá ser mayor que V_R calculada con 6.9.5.2
- b) Se deberán cumplir los requisitos de detallado de 6.9.7.

Comentario:

En el caso de uniones en donde el peralte de una de las vigas es significativamente mayor, el puntal diagonal entre las esquinas de la unión deja de ser efectivo.

6.9.4 Resistencia requerida

6.9.4.1 Requisitos generales

6.9.4.1.1 La resistencia requerida se calculará según se establece en 6.2.2.1 y 6.2.2.2.

6.9.4.2 Fuerza cortante factorizada por ser resistida por una unión viga-columna

6.9.4.2.1 La fuerza cortante factorizada V_u en una unión viga-columna deberá calcularse de modo independiente en cada dirección horizontal principal.

6.9.4.2.2 V_u se deberá calcular en un plano horizontal del nudo que produzca el valor máximo de V_u/A_j .

6.9.4.2.3 V_u se calculará utilizando las fuerzas de tensión y compresión debidas a la flexión de la viga y el cortante de la columna que actúen en las caras del nudo debido a la resistencia a momento nominal $M_n = M_u/F_R$, donde $F_R=0.9$.

Comentario:

En esta versión de la Norma se requiere revisar la resistencia cortante de la unión de la viga-columna para la ocurrencia de la resistencia nominal a flexión M_n de las vigas que se conectan en la unión. La consideración de M_n se basa en que se prevé comportamiento no lineal de estructuras de ductilidad baja; por ello se requiere que se calculen las fuerzas cortantes correspondientes a partir de las resistencias nominales en lugar de usar los momentos obtenidos del análisis estructural bajo las combinaciones de carga establecidas en NTC-Criterios.

6.9.5 Resistencia de diseño

6.9.5.1 Para el cálculo de V_R , F_R se tomará de la tabla 3.8.2.1.

6.9.5.2 Resistencia de diseño a cortante de uniones viga-columna V_R

6.9.5.2.1 V_R de una unión viga-columna se calculará de acuerdo con la tabla 6.9.5.2.1.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 6.9.5.2.1 - Resistencia de diseño de una unión viga-columna a fuerza cortante V_R

Columna	Viga en dirección de V_u	Confinamiento debido a vigas transversales de acuerdo con 6.9.5.2.5	V_u , N (kg) ^[1]
Continua o cumple con 6.9.5.2.3	Continua o cumple con 6.9.5.2.4	Confinada	$2.0F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $(6.4F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j)$
		No confinada	$1.7F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $(5.3F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j)$
	Otras	Confinada	$1.7F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $(5.3F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j)$
		No confinada	$1.3F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $(4.0F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j)$
Otras	Continua o cumple con 6.9.5.2.4	Confinada	$1.7F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $(5.3F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j)$
		No confinada	$1.3F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $(4.0F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j)$
	Otras	Confinada	$1.3F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $(4.0F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j)$
		No confinada	$1.0F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $(3.2F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j)$

^[1] λ será 0.75 para concreto ligero y 1.0 para concreto de peso normal. F_R se tomará de la tabla 3.8.2.1.

6.9.5.2.2 El área transversal efectiva dentro de la unión viga-columna, A_j , deberá calcularse como el producto del peralte y el ancho efectivo del nudo. El peralte del nudo será el peralte de la columna, h , en la dirección considerada de la fuerza cortante del nudo. El ancho efectivo del nudo no deberá exceder el menor de a) a c):

- La mitad de la suma del ancho de la viga más el ancho de columna, $(b_v + b_c)/2$
- El ancho de la viga más el peralte del nudo, $b_v + h$
- Ancho columna, b_c .

6.9.5.2.3 La extensión de una columna supuesta para proveer continuidad a través de la unión viga-columna en la dirección considerada de la fuerza cortante del nudo, deberá satisfacer a) y b):

- La columna se extenderá por encima del nudo al menos una longitud igual al peralte de la columna, h , medida en la dirección de la fuerza cortante del nudo
- El refuerzo longitudinal y transversal de la columna por debajo del nudo se continuará a lo largo de la extensión de la columna.

6.9.5.2.4 La extensión de una viga supuesta para proveer continuidad a través de la unión viga-columna en la dirección considerada de la fuerza cortante del nudo, deberá satisfacer a) y b):

- La viga se extenderá al menos una longitud igual al peralte de la viga, h , más allá de la cara del nudo
- El refuerzo longitudinal y transversal de la viga en el lado contrario del nudo será continuo en toda su extensión.

6.9.5.2.5 Una unión viga-columna deberá considerarse confinada en la dirección de la fuerza cortante si existen dos vigas transversales que satisfacen a), b) y c):

- Cada viga transversal cubre un área sobre la cara del nudo de al menos 3/4 del ancho de la columna rectangular con la que la viga se une multiplicado por el peralte de la viga más peraltada en la dirección del cortante del nudo considerado. En caso de columnas circulares, deberá cubrir un ancho de al menos 2/3 del diámetro

- b) Las vigas transversales se extienden al menos una longitud igual que el peralte de la viga h más allá de la cara del nudo
- c) Las vigas transversales contienen al menos dos barras de refuerzo continuas en cada uno de los lechos superior e inferior que satisfacen 6.3.4.1 y estribos hechos con barras del no. 3 que satisfacen 6.3.4.4 y 6.3.7.6.

6.9.5.2.6 Si la intersección de columnas con vigas es excéntrica, se deberán tomar en cuenta las fuerzas cortantes, y los momentos flexionantes y torsionantes causados por la excentricidad en el dimensionamiento y detallado de la unión.

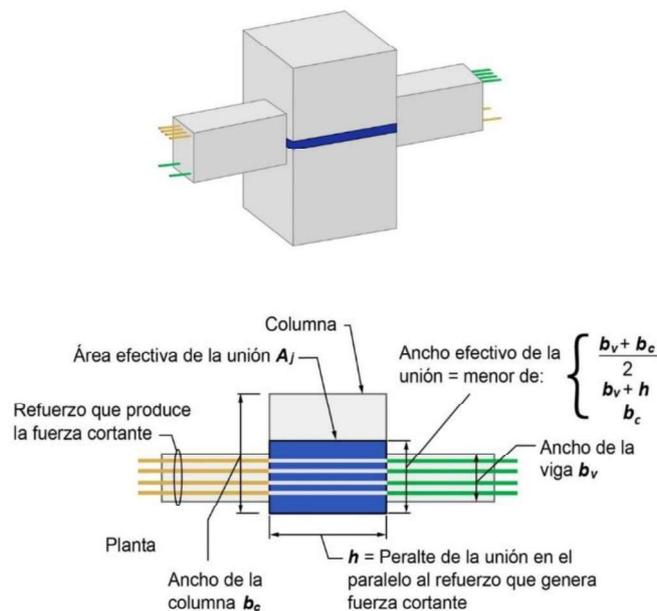
6.9.5.2.7 En nudos con ductos huecos sin lechada, el valor de A_j se deberá reducir por el área de los ductos existentes en cualquier plano horizontal del nudo.

Comentario:

Las fuerzas internas asociadas al refuerzo longitudinal de las vigas, no presforzadas o presforzadas, así como la fuerza axial en vigas, se incluye en el cálculo de V_u . Fuerzas axiales en las vigas ocurren cuando son colectores o cuerdas.

La cantidad V_u/A_j se revisa en varias elevaciones de la unión para obtener el valor máximo. En caso de uniones con ductos huecos sin lechada, el valor máximo ocurre en el plano horizontal a través de los ductos. Este es el caso de ductos usados para alojar a torones forrados por una funda plástica en estructuras postensadas.

El área efectiva de una unión, A_j , se ilustra en la fig. C6.9.5.2. En ningún caso A_j es mayor que el área transversal de la columna. Una columna circular se puede considerar como una columna cuadrada de igual área. El valor de A_j se reduce por la presencia de ductos huecos sin lechada que incluyan tendones no adheridos recubiertos por una funda plástica, colocados para postensado u otros propósitos. Los distintos niveles de resistencia a cortante de la unión en la tabla 6.9.5.2.1 se basan en las recomendaciones de ACI PRC-352R, si bien la definición de A_j es diferente. Los valores de los anchos efectivos de las uniones de esta Norma y de ACI PRC-352R son similares entre sí para las condiciones de diseño más frecuentes.



Nota: El área efectiva de la unión para las fuerzas en cada dirección del marco se debe considerar por separado. Para uniones con ductos sin mortero (no mostrados), el área crítica de la junta A_j puede estar en un plano horizontal a través de dichos ductos.

Figura C6.9.5.2 – Área efectiva de una unión viga-columna (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.9.5.3 Resistencia de diseño a cortante de uniones losa-columna V_R

6.9.5.3.1 Para la transferencia de momento en la unión losa-columna, los requisitos de resistencia y detallado deberán ser aquellos aplicables de acuerdo con 5.6, 6.7 y 6.9.7.3.1.

6.9.6 Límites del refuerzo

6.9.6.1 El refuerzo longitudinal de columnas a través de las uniones, incluyendo las anclas, deberán cumplir con 6.4.3.1.1.

6.9.7 Detallado del refuerzo

6.9.7.1 Refuerzo transversal en uniones viga-columna

6.9.7.1.1 Refuerzo transversal horizontal en uniones viga-columna

6.9.7.1.1.1 Las uniones viga-columna deberán satisfacer 6.9.7.1.1.2 a 6.9.7.1.1.4 a menos que el nudo se considera confinado por vigas transversales de acuerdo con 6.9.5.2.5 para todas las direcciones consideradas de fuerza cortante.

6.9.7.1.1.2 El refuerzo transversal horizontal del nudo deberá consistir en estribos cerrados o refuerzo helicoidal (zunchos), que cumplan los requerimientos de 14.7.3 para estribos cerrados y 14.7.4 para refuerzo helicoidal.

6.9.7.1.1.3 Se deberán proveer al menos dos capas de refuerzo transversal horizontal dentro del peralte de la viga de menor altura que llega al nudo.

6.9.7.1.1.4 La separación del refuerzo transversal horizontal del nudo s no deberá ser mayor que 200 mm dentro del peralte de la viga de mayor altura que llega al nudo.

6.9.7.1.2 Refuerzo transversal vertical en uniones de rodilla

6.9.7.1.2.1 Donde se requiera de una unión de rodilla para mantener el equilibrio, se deberá suministrar refuerzo transversal vertical que consista en al menos dos capas y que cumpla a) a e):

- a) El refuerzo transversal vertical deberá cumplir los requisitos de 14.7.2 para estribos abiertos, de 14.7.3 para estribos cerrados, o de 6.9.1.7.2.1.e para barras en forma de letra U invertida
- b) El refuerzo transversal vertical deberá contener al refuerzo longitudinal del lecho superior de la viga
- c) El diámetro del refuerzo transversal vertical no deberá ser menor que el diámetro del refuerzo transversal horizontal que cumpla con 6.9.7.1.1
- d) La separación del refuerzo transversal vertical no excederá 200 mm
- e) Las ramas verticales de barras en forma de letra U invertida deberán ser contenidas por el refuerzo transversal horizontal y deberá desarrollarse a la mitad de la altura de la unión de acuerdo con 14.4.

6.9.7.2 Refuerzo longitudinal en uniones viga-columna

6.9.7.2.1 La longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal terminado en el nudo o dentro de la extensión de una viga o columna, según se define en 6.9.5.2.3.a y 6.9.5.2.4.a, deberá cumplir con 14.4.

6.9.7.2.2 El refuerzo longitudinal que termina en un doblez estándar o cabeza dentro de una unión se deberá extender lo más cerca posible a la cara más alejada del núcleo de la unión.

6.9.7.2.3 El refuerzo longitudinal terminado en el nudo con un doblez estándar (véase 14.3) deberá tener este doblez orientado hacia la mitad del peralte de la viga o de la columna. La sección crítica para revisar el anclaje de estas barras será el plano externo del núcleo de la columna.

6.9.7.2.4 Donde se requiera la resistencia de una unión de rodilla para mantener el equilibrio, la última capa de refuerzo a tensión en la viga y la columna será continua a través de la unión a modo de formar barras en forma de letra U que cumplan a), b) y c):

- Las barras en forma de letra U deberán desarrollarse en la cara de la unión de conformidad con 14.4.2
- Las barras en forma de letra U se traslaparán fuera de la unión con refuerzo en la cara opuesta del mismo elemento al menos a lo largo de una distancia igual a d
- Los diámetros de doblado de las barras en forma de letra U deberán satisfacer los requisitos de 14.3.1.

6.9.7.2.5 Como una alternativa a 6.9.7.2.4.a a 6.9.7.2.4.c y en los casos en los que sólo se producen momentos que cierran la unión, el refuerzo longitudinal de las vigas y columnas en la cara interna de la unión deberá ser continuo y deberá satisfacer los diámetros de doblado de 14.3.1.

Comentario:

Las uniones de rodilla son vulnerables a fallas por flexión por momentos de cierre o apertura aún si la resistencia a flexión es suficiente en la cara del nudo. Estas fallas pueden ocurrir bajo momentos menores que la resistencia a flexión de los miembros que se unen.

En uniones de rodilla donde la resistencia es necesaria para mantener el equilibrio, es indispensable colocar refuerzo transversal vertical y horizontal para confinar los puntales que se desarrollan al interior de la unión. Una opción de refuerzo transversal son barras en forma de letra U invertida que encierren el refuerzo superior longitudinal de la viga y estribos horizontales que encierren las ramas de barras U y las barras de columnas (fig. C6.9.7.2.a).

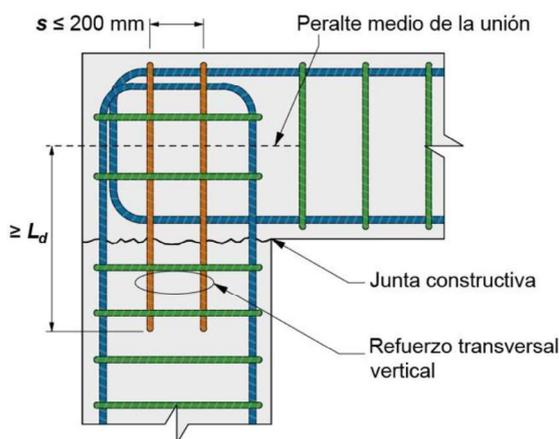


Figura C6.9.7.2.a – Refuerzo transversal horizontal y vertical en uniones de rodilla (adaptada de ACI CODE-318-19)

En uniones de rodilla, los lechos más extremos de las vigas no se permiten terminar dentro del nudo. Se requiere que sean continuas. El uso de barras continuas asegura que las grietas dentro del nudo sean cruzadas por las barras longitudinales que se desarrollan a ambos lados de la grieta. Donde las uniones de rodilla estén sujetas a momentos de apertura, o de cierre o ambas, barras en forma de U sobrepuestas son efectivas (fig. C6.9.7.2.b).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

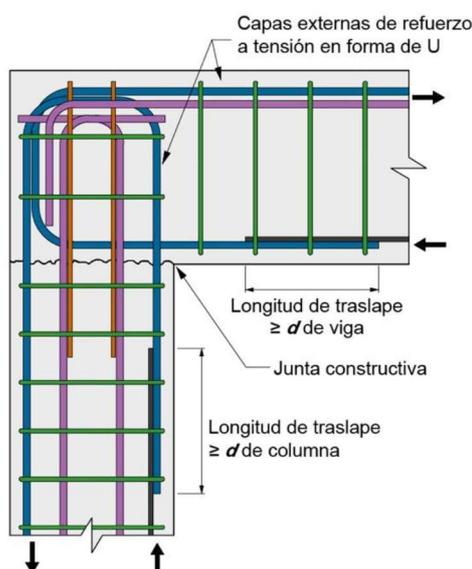


Figura C6.9.7.2.b – Unión de rodilla sujeta a momentos de cierre reforzada con barras en forma de U sobrepuestas (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.9.7.3 Refuerzo transversal en la unión losa-columna

6.9.7.3.1 A excepción de los casos en que esté soportado lateralmente en los cuatro lados por una losa, el refuerzo transversal de una columna deberá ser continuo a través de una unión losa-columna, incluyendo el capitel y el ábaco, y deberá cumplir con 14.7.3 para estribos cerrados y 14.7.4 para refuerzo helicoidal (zunchos).

6.9.8 Transferencia de la fuerza axial de la columna a través del sistema de piso

6.9.8.1 Si f_c' de un sistema de piso es menor que $0.7f_c'$ de la columna, la transmisión de la fuerza axial a través del sistema de piso debe cumplir con a), b) o c). Se entenderá como sistema de piso a las vigas y losas o, cuando no existan vigas, a las losas solamente.

- El concreto con resistencia a la compresión especificada para la columna deberá ser el mismo que se coloque en el sistema de piso en la zona donde se encuentre la columna. El concreto de la columna deberá extenderse alrededor de ésta al menos 600 mm dentro del sistema de piso desde la cara de la columna, abarcando todo el peralte del sistema de piso y estará integrado con el concreto del piso
- La resistencia de diseño de una columna a través del sistema de piso se calculará utilizando el menor valor de resistencia del concreto con anclas verticales que cumplan con 6.9.6.1 y refuerzo transversal requeridos para alcanzar la resistencia de diseño
- Para uniones viga-columna consideradas confinadas en las dos direcciones principales según 6.9.5.2.5, y en uniones losa-columna confinadas en los cuatro lados por la losa, se permitirá calcular la resistencia de diseño de la columna utilizando una resistencia de concreto supuesta en la unión igual a 0.75 veces la resistencia del concreto de la columna más 0.35 veces la resistencia del concreto del sistema de piso. La resistencia de diseño calculada del concreto de la columna no deberá ser mayor que 2.5 veces la resistencia del concreto del sistema de piso.

Comentario:

Los métodos de 6.9.8.1.a y 6.9.8.1.b son aplicables a columnas en esquina o de borde. Para columnas interiores son aplicables los métodos a), b) y c) de 6.9.8.1.

El procedimiento descrito en 6.9.8.1.a requiere la colocación de dos tipos de mezclas de concreto en el sistema de piso. La Norma pide que el concreto de la columna se coloque a través del espesor del sistema de piso y que las mezclas se coloquen y se mantengan plásticas de modo que las dos se puedan compactar por vibración y queden bien integradas. Es trabajo del Responsable indicar en los documentos de construcción en donde se colocan los concretos con mayor y menor resistencias.

El límite de 6.9.8.1.c está basado en ensayo de losas con cargas de magnitud baja y alta. Las losas con cargas elevadas proveen menor confinamiento cuando la relación de resistencias a la compresión del concreto de la columna a losa excede aproximadamente 2.5 (Ospina y Alexander, 1998).

Como alternativa a los procedimientos 6.9.8.1.a y 6.9.8.1.c, en 6.9.8.1.b se permite el uso de anclas verticales y refuerzo transversal para incrementar la resistencia a compresión efectiva del concreto en el núcleo de la columna.

6.10 Conexiones entre elementos de estructuras de ductilidad baja

6.10.1 Alcance

6.10.1.1 Esta sección se aplicará al diseño de nudos y conexiones en la intersección de elementos de concreto y para la transferencia de carga entre superficies de concreto, incluyendo a) hasta d):

- a) Conexiones de elementos prefabricados
- b) Conexiones entre cimentaciones y los elementos construidos en sitio o elementos prefabricados
- c) Resistencia a fuerza cortante horizontal de elementos de concreto sujetos a flexión
- d) Soportes y ménsulas.

6.10.1.2 Los soportes y ménsulas se podrán diseñar también con el Capítulo 10 usando el método de puntales y tensores.

6.10.2 Conexión de elementos prefabricados

6.10.2.1 Requisitos generales

6.10.2.1.1 Se permitirá la transferencia de fuerzas mediante juntas inyectadas con mortero, llaves de cortante, apoyos, anclas, conectores mecánicos, refuerzo con acero, firmes reforzados o una combinación de éstos.

6.10.2.1.2 La efectividad de las conexiones deberá ser verificada mediante análisis o pruebas experimentales.

6.10.2.1.3 No se permitirá usar detalles de conexión que se basen únicamente en la fricción causada por cargas gravitacionales.

6.10.2.1.4 Las conexiones y las regiones de elementos adyacentes a las conexiones deberán ser diseñadas para resistir las fuerzas y deformaciones debidas a todos los efectos de las cargas en el sistema estructural prefabricado.

6.10.2.1.5 El diseño de conexiones deberá considerar los efectos en la estructura debidos a la restricción a la variación de volumen debidos a contracción y temperatura, de acuerdo con NTC-Criterios.

6.10.2.1.6 El diseño de conexiones deberá considerar los efectos de las tolerancias especificadas para la fabricación y el montaje de elementos prefabricados.

6.10.2.1.7 El diseño de conexiones con componentes múltiples deberá considerar las diferencias de rigidez, resistencia y ductilidad de los componentes.

6.10.2.1.8 Se deberán colocar tensores de integridad en las direcciones vertical, longitudinal, transversal y alrededor del perímetro de la estructura, de acuerdo con 6.10.2.4 y 6.10.2.5.

Comentario:

Se recomienda que se detallen las conexiones de modo de minimizar el potencial agrietamiento debido a la restricción de flujo plástico, contracción y movimientos causados por la temperatura. Si es necesario, se deberían detallar de modo de permitir desplazamientos o resistir fuerzas producidas por cambios volumétricos, efectos ambientales o falta de ajuste. Las conexiones deberían ser capaces de resistir las fuerzas sin pérdida de resistencia. Si se emplean dos o más métodos de conexión, se debería considerar sus características carga-deformación de modo de confirmar que los métodos funcionan juntos como se pretende.

Los elementos prefabricados requieren particular atención si están sujetos a viento, sismo, asentamientos diferenciales de apoyos, entre otros.

Las hipótesis de restricción deberían ser consistentes con los distintos elementos que se conectan.

6.10.2.2 Resistencia requerida

6.10.2.2.1 La resistencia requerida para las conexiones y regiones adyacentes se calculará de acuerdo con 6.2.2.1 y 6.2.2.2.

6.10.2.2.2 Para conexiones de apoyo, N_{uc} debe ser como se indica en a) o b), pero puede no exceder $N_{uc,m\acute{a}x}$, donde $N_{uc,m\acute{a}x}$ es la máxima fuerza de restricción que puede ser transmitida a través de la trayectoria de cargas de una conexión de apoyo multiplicada por el factor de carga utilizado para cargas vivas combinada con los efectos de otras cargas factorizadas.

- a) Para conexiones que no están sobre apoyos de neopreno, N_{uc} debe calcularse simultáneamente con V_u utilizando las combinaciones de carga factorizadas según NTC-Criterios. La fuerza de restricción deberá tratarse como una carga viva
- b) Para conexiones sobre apoyos de neopreno, N_{uc} debe corresponder al 20 por ciento de la reacción vertical sostenida no factorizada, multiplicada por un factor de carga igual a 1.6.

6.10.2.2.3 Si el coeficiente de fricción del neopreno se obtuvo por medio de ensayos, se puede obtener $N_{uc,m\acute{a}x}$ multiplicando la reacción vertical sostenida no factorizada por el coeficiente de fricción y un factor de carga de 1.6.

Comentario:

Las conexiones de apoyo que estén sometidas a cargas sostenidas experimentarán fuerzas de restricción a causa de cambios de volumen por efectos de flujo plástico, contracción y temperatura. Dentro de las cargas sostenidas están cargas muertas y otras permanentes, como cargas debido al suelo o equipos.

En el caso de conexiones mecánicas, de contacto entre elementos de acero, o de apoyos de alta fricción, la fuerza horizontal se debe usualmente a restricciones por cambios volumétricos. Puesto que estos cambios no se pueden determinar con alto grado de precisión, se pide que se trate la fuerza de restricción, N_{uc} como carga viva en 6.10.2.2.2.a o bien multiplicándola por 1.6 en 6.10.2.2.2.b.

Si se usan apoyos de baja fricción, se pueden reducir las fuerzas de restricción debido a los cambios volumétricos. El coeficiente de fricción en condiciones de servicio debería tomar en consideración la temperatura, envejecimiento y nivel de exposición.

6.10.2.3 Resistencia de diseño

6.10.2.3.1 Para determinar la resistencia de diseño, F_R se tomará de la tabla 3.8.2.1.

6.10.2.3.2 En la superficie de contacto entre elementos de apoyo y elementos apoyados, o entre un elemento de apoyo o apoyado y un elemento de apoyo intermedio, la resistencia de diseño al aplastamiento de las superficies de concreto, B_R , deberá calcularse de acuerdo con 5.9. B_R deberá ser la menor de las resistencias de diseño al aplastamiento del concreto para la superficie del elemento de apoyo o apoyado, y no deberá exceder la resistencia de los miembros de apoyo intermedios, si los hay.

6.10.2.3.3 Si el cortante es el efecto principal causado por la carga impuesta y la transferencia de cortante ocurre a través de un plano dado, se puede calcular V_R de acuerdo con los requisitos para cortante por fricción de 5.7.

6.10.2.4 Resistencia mínima de las conexiones y requisitos mínimos de los tensores de integridad

6.10.2.4.1 A excepción de que rijan los requisitos de 6.10.2.5, los tensores de integridad deberán conectar los elementos prefabricados al sistema resistente ante cargas laterales y se deberán colocar tensores de integridad verticales de acuerdo con 6.10.2.4.3 para conectar niveles adyacentes de piso o techo.

6.10.2.4.2 Donde los elementos prefabricados formen diafragmas de piso y techo, las conexiones entre el diafragma y los elementos que están siendo soportados lateralmente por el diafragma deberán tener una resistencia nominal a tensión (antes de aplicar F_R) no menor que 4.5 kN/m (450 kg/m) de longitud.

6.10.2.4.3 Se deberán suministrar tensores de integridad verticales en las juntas horizontales entre todos los elementos estructurales verticales prefabricados, excepto en elementos de fachada. Deberán cumplir con a) o b):

- a) Las conexiones entre columnas prefabricadas deben tener tensores de integridad verticales con una resistencia nominal a tensión (antes de aplicar F_R) no menor que $14A_g$ en N y A_g en mm^2 ($140A_g$ en kg y A_g en cm^2), donde A_g

es el área bruta de la columna. En columnas con sección transversal mayor que la requerida por consideraciones de carga, se permitirá emplear un área efectiva reducida basada en la sección transversal requerida. El área efectiva reducida deberá ser al menos la mitad del área bruta de la columna

- b) Los paneles o segmentos de muro prefabricados deben tener un mínimo de dos tensores de integridad verticales por segmento, con una resistencia nominal a la tensión (antes de aplicar F_R) no menor que 45 kN (4 500 kg) por tensor.

Comentario:

Con los requisitos de refuerzo por integridad se pretende incrementar la redundancia y ductilidad de la estructura ante la falla de un apoyo importante, como una columna. Por ello, los tensores por integridad han de constituir un mecanismo completo de transferencia de carga, tan directo como sea posible, o bien que se conecte a las vigas de fachada, las cuales están conectadas al diafragma. De este modo, las conexiones entre el elemento vertical y el diafragma pueden ser directas o indirectas.

En el caso elementos estructurales verticales prefabricados es conveniente colocar los tensores de integridad lo más simétrico posible con respecto al eje vertical de los elementos.

6.10.2.5 Requisitos para tensores de integridad en estructuras con muros de carga de concreto prefabricado que tengan tres o más niveles

6.10.2.5.1 Los tensores de integridad en los sistemas de piso y techo deberán cumplir con a) a f):

- En los sistemas de piso y techo deberán colocarse tensores de integridad en la dirección longitudinal y transversal de la estructura (longitudinales y transversales, respectivamente) capaces de proveer una resistencia nominal a tensión (antes de aplicar F_R) de al menos 22 kN/m (2 200 kg/m) de ancho o de largo
- Deberán suministrarse tensores de integridad longitudinales y transversales sobre los apoyos de los muros interiores y entre el sistema de piso o techo y los muros exteriores
- Los tensores de integridad longitudinales y transversales deberán ubicarse dentro de una franja de 600 mm en el plano del sistema de piso o techo
- Los tensores de integridad longitudinales deberán orientarse en dirección paralela a los claros de las losas de piso o techo y deben separarse a no más de 3 m medidos centro a centro. Se deben tomar precauciones para transferir las fuerzas alrededor de las aberturas
- Los tensores de integridad transversales deberán orientarse en dirección perpendicular a los claros de las losas de piso o techo, y deberán separarse no más que la separación entre los muros de carga
- Los tensores de integridad colocados alrededor del perímetro de cada piso o techo, localizados dentro de 1.2 m del borde, deberán proporcionar una resistencia nominal a tensión (antes de aplicar F_R) de al menos 80 kN (8 000 kg).

6.10.2.5.2 Los tensores de integridad verticales deberán cumplir con a) a c):

- Se deberán colocar tensores de integridad en todos los muros y deben ser continuos en toda la altura del edificio
- Los tensores de integridad deberán proveer una resistencia nominal a tensión (antes de aplicar F_R) de al menos 44 kN/m (4 400 kg/m) horizontal de muro
- Se deberán colocar al menos dos tensores de integridad en cada tablero de muro.

Comentario:

En la fig. C6.10.2.5 se muestra un arreglo característico de tensores de integridad en una estructura a base de losas y muros prefabricados.

Los tensores de integridad en la dirección longitudinal se deberían detallar de modo que puedan desarrollarse, ya sea mediante traslape, soldadura, conexiones mecánicas o ahogados en juntas con lechada.

Es común que los tensores de integridad se coloquen dentro del muro, próximos al plano del sistema de piso o techo.

Los tensores de integridad en la dirección transversal se pueden distribuir uniformemente en losas o sus firmes, o se pueden concentrar en los muros de carga transversales.

No es necesario sumar el acero de los tensores de integridad perimetrales a los longitudinales y transversales.

Estos requisitos están basados en PCI (1976).

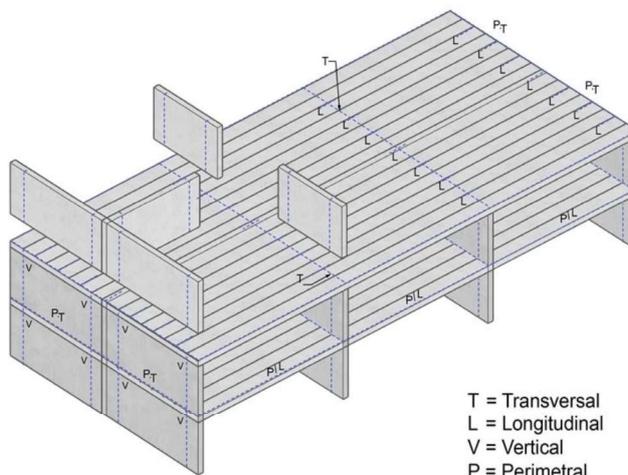


Figura C6.10.2.5 – Arreglo de tensores de integridad en una estructura a base de losas y muros prefabricados (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.10.2.6 Dimensiones mínimas de las conexiones de apoyo

6.10.2.6.1 Las dimensiones de las conexiones de apoyo deberán cumplir con 6.10.2.6.2 o 6.10.2.6.3, a menos que se demuestre por medio del análisis o ensayos que el comportamiento no se ve afectado.

6.10.2.6.2 Para losas, vigas o elementos en forma de T prefabricados, las dimensiones mínimas de diseño, después de considerar las tolerancias medidas desde el paño del apoyo al extremo del elemento prefabricado en la dirección del claro, deberán cumplir con la tabla 6.10.2.6.2.

Tabla 6.10.2.6.2 - Dimensiones mínimas de diseño desde el paño del apoyo al extremo del elemento prefabricado

Tipo de elemento	Distancia mínima, mm	
Losas macizas o huecas	Mayor que:	$L_n/180$
		50
Vigas o elementos en forma de T	Mayor que:	$L_n/180$
		80

6.10.2.6.3 Los apoyos de neopreno adyacentes a bordes no reforzados deberán colocarse a 13 mm desde el paño de apoyo, o a una distancia igual a la dimensión del chaflán en bordes achaflanados.

Comentario:

En la fig. C6.10.2.6 se muestra la longitud de las conexiones de apoyo. Para evitar el desconchamiento del concreto ante carga elevadas, los apoyos de neopreno no debieran extenderse al borde del apoyo de concreto a menos que este borde este reforzado, ya sea con placas o ángulos de acero.

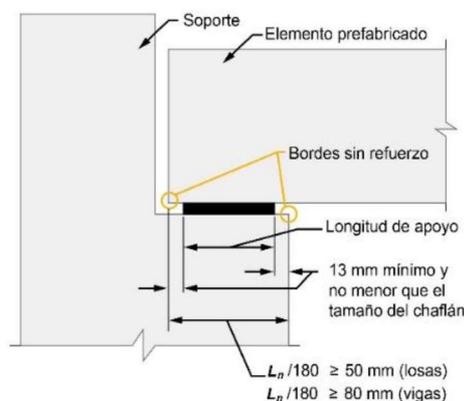


Figura C6.10.2.6 – Longitud de una conexión de apoyo (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.10.3 Conexiones a cimentaciones

6.10.3.1 Requisitos generales

6.10.3.1.1 Las fuerzas y momentos factorizados en la base de columnas, muros o pedestales deberán transmitirse a la cimentación mediante apoyo directo en el concreto, refuerzo, pasadores (anclas), pernos de anclaje y/o conectores mecánicos.

6.10.3.1.2 El refuerzo, los pasadores o los conectores mecánicos entre los elementos apoyados y la cimentación deberán diseñarse tal que transmitan a) y b):

- La fuerza de compresión que exceda la menor de las resistencias al aplastamiento del concreto del elemento apoyado o de la cimentación, calculadas de acuerdo con 5.9
- Cualquier fuerza de tensión calculada que se transmita a través de la interfaz.

6.10.3.1.3 En la base de una columna de sección compuesta con un núcleo de acero estructural, se deberá cumplir con a) o b):

- La base de la sección de acero estructural deberá ser diseñada para transferir la totalidad de fuerzas factorizadas provenientes de todo el elemento en sección compuesta a la cimentación
- La base de la sección de acero estructural deberá ser diseñada para que transmita únicamente las cargas factorizadas provenientes del núcleo de acero, y las cargas restantes de las cargas factorizadas totales deberán transferirse a la cimentación por compresión en el concreto y por refuerzo.

Comentario:

Estos requisitos son aplicables a estructuras coladas in situ y prefabricadas. Véase el Capítulo 9 para requisitos adicionales.

6.10.3.2 Resistencia requerida

6.10.3.2.1 Las fuerzas y momentos factorizados transferidos a la cimentación deberán ser calculados de acuerdo con 6.2.2.1 y 6.2.2.2.

6.10.3.3 Resistencia de diseño

6.10.3.3.1 La resistencia de diseño de las conexiones entre columnas, muros o pedestales y la cimentación deberá ser mayor o igual que la resistencia requerida para cada combinación de carga aplicable a flexión, cortante, torsión o aplastamiento de la conexión. Las conexiones entre elementos prefabricados y la cimentación deben cumplir los requisitos para tensores de integridad verticales de 6.10.2.4.3 o 6.10.2.5.2.

6.10.3.3.2 F_R deberá determinarse de acuerdo con la tabla 3.8.2.1.

6.10.3.3.3 La resistencia de las conexiones a momento y fuerza axial combinadas deberá calcularse de acuerdo con 5.3.

6.10.3.3.4 En la superficie de contacto entre un elemento apoyado y la cimentación, o entre un elemento apoyado o la cimentación y un elemento de apoyo intermedio, la resistencia de diseño al aplastamiento del concreto, B_R , deberá calcularse de acuerdo con 5.9 para superficies de concreto. B_R deberá ser la menor resistencia de diseño al aplastamiento del concreto del elemento apoyado o de la superficie de apoyo de la cimentación, y no deberá exceder la resistencia de los elementos de apoyo intermedios, si los hay.

6.10.3.3.5 En la superficie de contacto entre el elemento soportado y la cimentación, V_R debe calcularse de acuerdo con los requisitos de cortante por fricción de 5.7, o mediante otros métodos apropiados.

6.10.3.3.6 En la base de una columna prefabricada, pedestal o muro, los pernos de anclaje y las anclas para conexiones mecánicas deberán diseñarse de acuerdo con 14.10. Las fuerzas que se desarrollen durante el montaje deberán ser consideradas.

6.10.3.3.7 En la base de una columna prefabricada, pedestal o muro, los conectores mecánicos deberán diseñarse para alcanzar su resistencia de diseño antes de que se presente la falla por anclaje o la falla del concreto que rodea los conectores.

Comentario:

En el caso de que una columna se apoye en una zapata, donde el área de la zapata sea mayor que el área de la columna, se revisa la resistencia al aplastamiento en la base de la columna y en la parte superior de la zapata. La resistencia en la base de la columna dependerá si la columna tiene anclas o refuerzo longitudinal que continúe dentro de la zapata. En caso contrario, se usa la resistencia del concreto solamente.

Es aceptable aplicar los requisitos de cortante por fricción para revisar la transferencia de fuerzas laterales al pedestal o zapata de apoyo. También se pueden usar llaves de corte siempre que el refuerzo que cruce la junta cumpla con 6.10.3.4.1 para construcción en sitio o 6.10.3.6.1 para construcción prefabricada. En este último caso, la resistencia a cargas laterales se puede proveer mediante uniones mecánicas o soldadas.

Véase 14.10 para el diseño de conectores post-instalados.

6.10.3.4 Refuerzo mínimo para las conexiones entre miembros construidos en sitio y la cimentación

6.10.3.4.1 Para las conexiones entre columnas o pedestales construidos en sitio y la cimentación, A_s , a través de la interfaz, deberá ser al menos $0.005A_g$, donde A_g , es el área bruta del elemento apoyado.

6.10.3.4.2 Para conexiones entre muros construidos en sitio y la cimentación, el área de refuerzo vertical a través de la interfaz deberá cumplir con 6.5.6.1.

Comentario:

El refuerzo mínimo requerido es para incrementar la ductilidad y la integridad de la estructura, durante la construcción y operación de la misma. El área de refuerzo mínimo se puede suministrar extendiendo el refuerzo de la columna dentro de la cimentación o bien usando anclas debidamente ahogadas.

6.10.3.5 Detalles para conexiones entre elementos colados en sitio y la cimentación

6.10.3.5.1 En la base de columnas, pedestales o muros colados en sitio, se deberá proporcionar el refuerzo requerido para cumplir con 6.10.3.3 y 6.10.3.4, ya sea extendiendo las barras longitudinales dentro de la cimentación o mediante pasadores.

6.10.3.5.2 Donde se requiera continuidad, los traslapes y los conectores mecánicos para el refuerzo longitudinal o los pasadores deberán satisfacer 6.4.4.3.

6.10.3.5.3 Si se usa una conexión a la cimentación que permita la rotación (articulación) en la base de las columnas o pedestales construidos en sitio, dicha conexión deberá cumplir con lo especificado en 6.10.3.3.

6.10.3.5.4 En las zapatas, se permiten traslapes en compresión con barras del no. 14 y no. 18, considerando que están en compresión para todas las combinaciones de carga factorizadas, si cumplen con 14.5.5.3.

Comentario:

En la fig. C.6.10.3.5.a se muestra un ejemplo de conexión de la base de una columna con una zapata, mientras que en la fig. C.6.10.3.5.b el ejemplo es de una conexión con un cabezal o dado de pila. En ambos casos se extienden las barras longitudinales de la columna dentro de la cimentación. Un ejemplo de conexión a cimentación articulada (rotación permitida) se muestra en la fig. C.6.10.3.5.c; en este caso, se extiende el conector o pasador al interior de la cimentación.

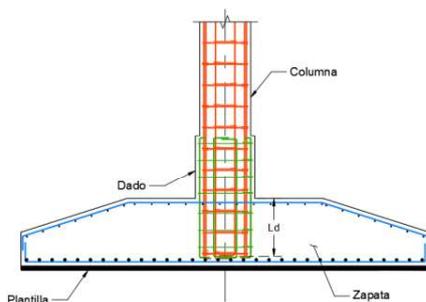


Figura C6.10.3.5.a – Conexión entre columna y zapata

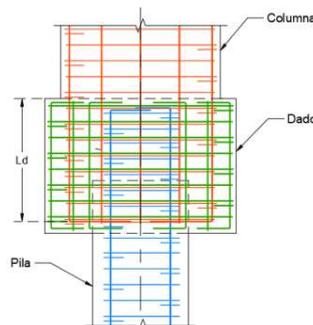


Figura C6.10.3.5.b – Conexión entre columna y cabezal o dado de pila

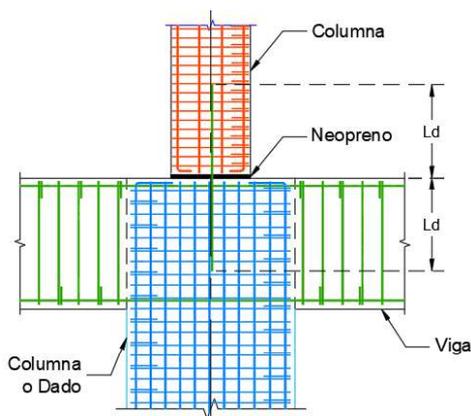


Figura C6.10.3.5.c – Conexión a cimentación de una columna articulada.

6.10.3.6 Detalles para conexiones entre elementos prefabricados y la cimentación

6.10.3.6.1 En la base de las columnas, pedestales o muros prefabricados, la conexión con la cimentación deberá satisfacer 6.10.2.4.3 o 6.10.2.5.2.

6.10.3.6.2 Cuando las combinaciones de carga aplicables de 6.10.3.3 no indiquen tensión en la base de los muros prefabricados, se permitirá que los tensores de integridad requeridos por 6.10.2.4.3.b se desarrollen dentro de una losa de concreto reforzado.

Comentario:

En la fig. C.6.10.3.6 se muestra un ejemplo de conexión de una columna prefabricada y la cimentación, en donde los conectores o pasadores de anclaje se extienden dentro del concreto del elemento de cimentación.

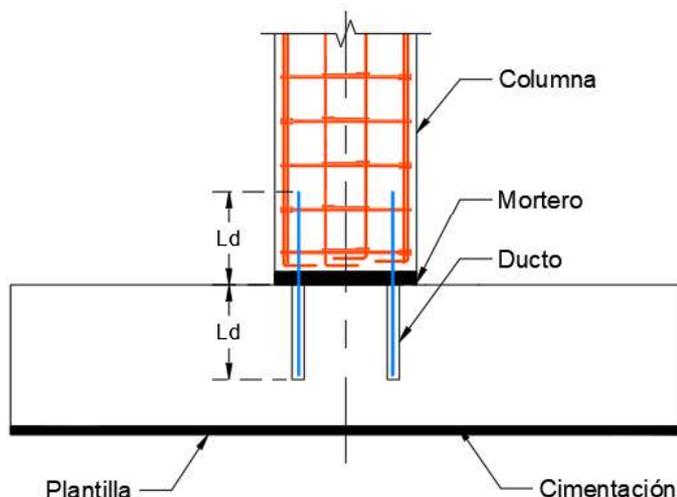


Figura C6.10.3.6 – Ejemplo de conexión entre columna prefabricada y cimentación

6.10.4 Transferencia de las fuerzas horizontales de cortante en elementos de concreto en sección compuesta resistentes a flexión

6.10.4.1 Requisitos generales

6.10.4.1.1 Cuando un elemento a flexión se diseñe suponiendo una sección compuesta, deberá asegurarse la transferencia de las fuerzas de cortante horizontales en las superficies de contacto de los elementos conectados entre sí.

6.10.4.1.2 Donde la superficie de contacto entre elementos de concreto conectados entre sí resistan una fuerza de tensión neta, se permitirá la transmisión de cortante horizontal por contacto sólo cuando se cumplan a) o b):

- a) Se proporcione refuerzo transversal de acuerdo con 6.10.4.6 y 6.10.4.7
- b) La fuerza neta de tensión neta, obtenida de la combinación de cargas factorizadas que incluya la acción del viento, es menor que 0.15 MPa (1.5 kg/cm²).

6.10.4.1.3 La preparación de la superficie supuesta en el diseño deberá especificarse en los planos y documentos constructivos.

Comentario:

La transferencia de las fuerzas horizontales de cortante para lograr una sección compuesta se puede lograr mediante resistencia a cortante en la junta, refuerzo por cortante o ambos.

La excepción en 6.10.4.1.2.b permite un esfuerzo de tensión acotado en la cara de contacto de elementos a flexión que trabajan con sección compuesta y que resistan la acción de levantamiento del viento, como en el caso de techos de albergues.

La preparación de la superficie ha de ser incluida en los documentos constructivos por el Responsable.

6.10.4.2 Resistencia requerida

6.10.4.2.1 Las fuerzas factorizadas transmitidas a lo largo de la superficie de contacto en los miembros de concreto en sección compuesta a flexión deberán calcularse de acuerdo con 6.2.2.1 y 6.2.2.2.

6.10.4.3 Resistencia de diseño

6.10.4.3.1 La resistencia de diseño para la transferencia de cortante horizontal V_{Rh} deberá ser mayor o igual que V_u en todos los puntos a lo largo de la superficie de contacto en un elemento de concreto en sección compuesta a flexión, a menos que se cumpla con 6.10.4.5. Para el cálculo de V_{Rh} , F_R se determinará según la tabla 3.8.2.1.

6.10.4.4 Resistencia a cortante horizontal

6.10.4.4.1 Si $V_u > 3.5F_R b_v d$ ($V_u > 35F_R b_v d$), V_{Rh} debe tomarse como la calculada de acuerdo con 5.7, donde b_v es el ancho de la superficie de contacto, y d se obtiene de acuerdo con 6.10.4.4.3.

6.10.4.4.2 Si $V_u \leq 3.5F_R b_v d$ ($V_u \leq 35F_R b_v d$), V_{Rh} debe calcularse de acuerdo con la tabla 6.10.4.4.2, donde $A_{v,min}$ cumple con 6.10.4.6, b_v es el ancho de la superficie de contacto, y d se obtiene de acuerdo con 6.10.4.4.3.

Tabla 6.10.4.4.2 - Resistencia de diseño a fuerza cortante horizontal V_{Rh}

Refuerzo para transmisión de cortante	Preparación de la superficie de contacto ^[1]	V_{Rh} , N (kg)		
$A_v \geq A_{v,min}$	Concreto colocado sobre concreto endurecido con una rugosidad intencional de aproximadamente 6 mm	Menor que:	$F_R \lambda \left(1.8 + 0.6 \frac{A_v f_{yt}}{b_v s} \right) b_v d$	a)
			$\left[F_R \lambda \left(1.8 + 0.6 \frac{A_v f_{yt}}{b_v s} \right) b_v d \right]$	
		$3.5F_R b_v d$ ($35F_R b_v d$)	b)	
	Concreto colocado sobre concreto endurecido sin rugosidad intencional		$0.55F_R b_v d$ ($5.6F_R b_v d$)	c)
Otros casos	Concreto colocado sobre concreto endurecido intencionalmente rugoso		$0.55F_R b_v d$ ($5.6F_R b_v d$)	d)

^[1] La superficie de contacto de concreto debe estar limpia y libre de lechada.

6.10.4.4.3 En la tabla 6.10.4.4.2, d debe ser la distancia de la fibra extrema en compresión de la sección compuesta total hasta el centroide del refuerzo de tensión longitudinal presforzado y no presforzado, si lo hay, pero no es necesario que sea inferior a **0.80h** para elementos de concreto presforzado.

6.10.4.4.4 Se permitirá incluir como estribos para el cálculo de V_{Rh} al refuerzo transversal en el concreto colocado previamente, que haya quedado ahogado dentro del concreto colocado en sitio y anclado a ambos lados de la interfaz.

6.10.4.5 Método alternativo para calcular la resistencia de diseño para cortante horizontal

6.10.4.5.1 Como alternativa a 6.10.4.3.1, el cortante de diseño horizontal factorizado V_{uh} podrá calcularse a partir del cambio en la fuerza de compresión o tensión debida a la flexión en cualquier segmento del elemento de concreto en sección compuesta, tal que se cumpla que $V_{Rh} \geq V_{uh}$ en todos los lugares a lo largo de la superficie de contacto. La resistencia de diseño a cortante horizontal V_{Rh} deberá calcularse de acuerdo con 6.10.4.4.1 o 6.10.4.4.2, donde el área de la superficie de contacto deberá sustituirse por $b_v d$ y V_{uh} deberá sustituirse por V_u . Se deberán tomar precauciones para transferir la fuerza de compresión o tensión como fuerza de corte horizontal a través de la interfaz.

6.10.4.5.2 Cuando el refuerzo de transferencia de cortante está diseñado para resistir el cortante horizontal y satisfacer 6.10.4.5.1, la relación entre el área de los estribos y su separación a lo largo del elemento deberá reflejar aproximadamente la distribución de las fuerzas cortantes en la interfaz del elemento de concreto en sección compuesta.

6.10.4.5.3 Se permitirá que en una sección en la cual el concreto se colocó previamente, el refuerzo transversal que se dejó ahogado dentro del concreto y anclado en ambos lados de la interfaz se incluya como estribos para el cálculo de V_{Rh} .

Comentario:

La distribución de los esfuerzos cortantes horizontales a lo largo de la superficie de contacto en un elemento compuesto reflejará la distribución de la fuerza cortante a lo largo del elemento. La falla por fuerza cortante horizontal iniciará donde el esfuerzo cortante horizontal sea máximo y se propagará hacia las regiones menos esforzadas. Dado que el desplazamiento relativo a la resistencia es pequeño en una superficie entre concretos, la redistribución de la resistencia a fuerza cortante horizontal a lo largo del elemento es muy limitada. Es por ello que la separación de estribos a lo largo de la superficie de contacto ha de ser tal que permita una distribución de resistencia a cortante horizontal similar a la distribución de la demanda de esfuerzos de cortante en dicha superficie.

6.10.4.6 Refuerzo mínimo para transferir el cortante horizontal

6.10.4.6.1 Cuando el refuerzo de transferencia de cortante se diseñe para resistir cortante horizontal, $A_{v,min}$ debe ser el mayor valor entre a) y b):

$$\begin{aligned} \text{a) } & 0.062 \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_{yt}} \left(0.2 \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_{yt}} \right) \\ \text{b) } & 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}} \left(3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}} \right) \end{aligned}$$

Comentario:

Estos requisitos de refuerzo mínimo están basados en resultados de ensayos de Kaar et al. (1960), Saemann y Washa (1964), Hanson (1960), Grossfield y Birnstiel (1962) y Mast (1968).

6.10.4.7 Detallado del refuerzo para transferir el cortante horizontal

6.10.4.7.1 El refuerzo para transferir la fuerza cortante deberá consistir en barras individuales o alambres, estribos de ramas múltiples, o ramas verticales de refuerzo de alambre soldado.

6.10.4.7.2 Cuando el refuerzo de transferencia de cortante se diseñe para resistir la fuerza cortante horizontal, la separación longitudinal del refuerzo de transferencia de cortante no deberá exceder el menor de 600 mm y cuatro veces la dimensión menor del elemento soportado.

6.10.4.7.3 El refuerzo para la transferencia de cortante debe desarrollarse dentro de los elementos conectados entre sí, de acuerdo con 14.7.1.

6.10.5 Soportes y ménsulas

6.10.5.1 Requisitos generales

6.10.5.1.1 Se permitirá diseñar los soportes y ménsulas con una relación entre la longitud del claro y el peralte efectivo $a_v/d \leq 1.0$ y con una fuerza de restricción factorizada $N_{uc} \leq V_u$ de acuerdo con 6.10.5.

6.10.5.1.2 Se aceptará diseñar todo tipo de soportes y ménsulas con el método de puntales y tensores del Capítulo 10.

Comentario:

Los soportes y ménsulas son voladizos cortos que tienden a trabajar como armaduras simples o vigas de gran peralte. Es decir, en ellas no se aplican las hipótesis de Bernoulli relativa a las secciones planas antes y después de la deformación. La ménsula mostrada en las figs. C6.10.5.1.a y C6.10.5.1.b puede fallar por corte en la interfaz entre la columna y la ménsula, por fluencia del tensor a tensión, aplastamiento o hendimiento del puntal de compresión, o bien por una falla localizada por aplastamiento o corte debajo de la placa de carga. El método de diseño propuesto está limitado a $a_v/d \leq 1.0$. El límite en N_{uc} se incluye porque el método sólo se ha validado experimentalmente para $N_{uc} \leq V_u$.

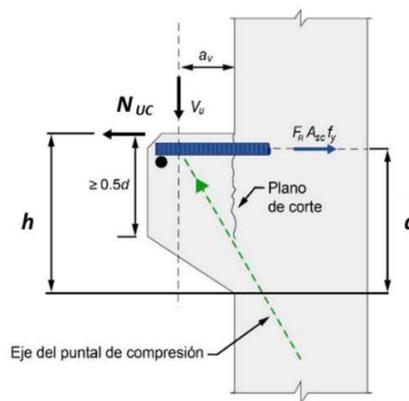


Figura C6.10.5.1.a – Comportamiento de una ménsula (adaptada de ACI CODE-318-19)

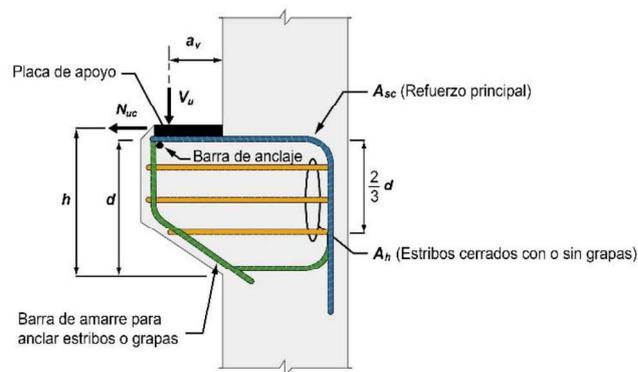


Figura C6.10.5.1.b – Notación usada en 6.10.5 (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.10.5.2 Límites geométricos

6.10.5.2.1 El peralte efectivo d para soportes y ménsulas debe calcularse en el paño del apoyo.

6.10.5.2.2 El peralte total para soportes y ménsulas en el borde exterior de la superficie de apoyo deberá ser de al menos $0.5d$.

6.10.5.2.3 Ninguna parte del área de apoyo de un soporte o ménsula deberá proyectarse más allá del paño del apoyo ni que a) o b):

- a) El extremo de la porción recta de las barras de refuerzo principal de tensión
- b) La cara interior de la barra transversal de anclaje, si existe.

6.10.5.2.4 Para concreto de peso normal, las dimensiones del soporte o ménsula se seleccionarán de manera que V_u/F_R no exceda el menor valor de a) a c):

- a) $0.2f'_c b_w d$
- b) $(3.3 + 0.08f'_c) b_w d$ $[(34 + 0.08f'_c) b_w d]$
- c) $11b_w d$ $(110b_w d)$

6.10.5.2.5 Para concretos ligeros, las dimensiones de los soportes o ménsulas deberán seleccionarse de manera que V_u/F_R no exceda al menor valor de a) o b):

- a) $(0.2 - 0.07 \frac{a_v}{d}) f_c' b_w d$
 b) $(5.5 - 1.9 \frac{a_v}{d}) b_w d [(55 - 20 \frac{a_v}{d}) b_w d]$

Comentario:

Los límites geométricos son consistentes con la resistencia máxima por cortante por fricción permitida en la sección crítica en el paño del apoyo.

El peralte mínimo en el borde externo del área de apoyo se requiere para evitar fallas prematuras debido a una grieta grande que se propaga desde la parte inferior del área de soporte hasta la cara inclinada de la ménsula (Kriz y Raths, 1965).

Los ensayos de Mattock et al. (1976) ha mostrado que la máxima resistencia a cortante por fricción de concreto ligero en ménsulas depende de f_c' y a_v/d .

6.10.5.3 Resistencia requerida

6.10.5.3.1 La sección en el paño de apoyo deberá diseñarse para resistir simultáneamente la fuerza cortante factorizada V_u , la fuerza factorizada de restricción N_{uc} , y el momento factorizado M_u .

6.10.5.3.2 N_{uc} y V_u deberán corresponder a los valores máximos calculados de acuerdo con 6.2.2.1 y 6.2.2.2. Se permitirá calcular N_u de acuerdo con 6.10.2.2.2 o 6.10.2.2.3, según aplique.

Comentario:

De acuerdo con la fig. C6.10.5.1.b, M_u se puede calcular como $[V_u a_v + N_{uc}(h-d)]$.

6.10.5.4 Resistencia de diseño

6.10.5.4.1 Para el cálculo de M_R y V_R se tomarán los F_R correspondientes de la tabla 3.8.2.1.

6.10.5.4.2 La resistencia de diseño a tensión N_R proporcionada por A_n deberá calcularse mediante la ec. 6.10.5.4.2:

$$N_R = F_R A_n f_y \quad (6.10.5.4.2)$$

6.10.5.4.4 La resistencia de diseño a cortante V_R proporcionada por A_{vf} deberá calcularse de acuerdo con los requisitos para fricción por cortante de 5.7, donde A_{vf} es el área de refuerzo que cruza el plano de cortante.

6.10.5.4.5 La resistencia de diseño a flexión M_R proporcionada por A_f debe calcularse de acuerdo con las suposiciones de diseño de 3.6.

6.10.5.5 Límites del refuerzo

6.10.5.5.1 El área del refuerzo principal en tensión A_{sc} , deberá ser al menos el mayor valor de a) a c):

- a) $A_f + A_n$
 b) $(2/3)A_{vf} + A_n$
 c) $0.04(f_c'/f_y)(b_w d)$

6.10.5.5.2 El área total de estribos cerrados o de estribos paralelos al refuerzo principal de tensión, A_h , debe ser al menos el establecido en la ec. 6.10.5.5.2:

$$A_h = 0.5(A_{sc} - A_n) \quad (6.10.5.5.2)$$

Comentario:

El área del refuerzo principal en tensión, A_{sc} , fue obtenido a partir de ensayos (Mattock et al., 1976).

Los estribos cerrados paralelos al refuerzo principal de tensión son necesarios para prevenir una falla prematura por tensión diagonal de la ménsula. Estos estribos se distribuyen según 6.10.5.6.5. el área total del refuerzo requerido a través del paño del apoyo (fig. C6.10.5.1.b) es la suma de A_{sc} y A_h .

6.10.5.6 Detallado del refuerzo

6.10.5.6.1 Se deberá cumplir con 6.2.4.

6.10.5.6.2 En la cara frontal de un soporte o ménsula, el refuerzo principal en tensión deberá anclarse de modo de desarrollar f_y . Se permitirá anclar el refuerzo para desarrollar f_y de acuerdo con a), b) c) o d):

- A través de soldadura a una barra transversal de por lo menos el mismo diámetro en el extremo del refuerzo principal en tensión
- Mediante un doblar del refuerzo principal en tensión, de modo de formar una horquilla (en forma de letra U, en el plano horizontal)
- A través de una soldadura a una placa de apoyo o ángulo
- Mediante otra forma de anclaje que permita desarrollar f_y .

6.10.5.6.3 El refuerzo principal de tensión debe desarrollarse en el paño de apoyo.

6.10.5.6.4 Los estribos cerrados deberán separarse de tal manera que A_h quede distribuido uniformemente dentro de una longitud igual a $2d/3$ medida desde el refuerzo principal en tensión.

Comentario:

En ménsulas de ancho variable (véase fig. C6.10.5.1.a), el esfuerzo último en el refuerzo es casi constante e igual a f_y desde el paño del apoyo hasta el punto de carga. Ello se debe a que la componente horizontal del puntal de compresión se transfiere al acero principal de tensión desde el punto de aplicación de la carga (fig. C6.10.6.1.a). Por tanto, el refuerzo se debe anclar en el extremo y en la columna de apoyo tal que pueda desarrollar el esfuerzo especificado de fluencia. El anclaje en el extremo se puede lograr mediante el doblado del refuerzo principal formando una horquilla horizontal o mediante la soldadura de una barra de mismo diámetro o de un ángulo a través del extremo de las barras de refuerzo principal (fig. C6.10.6.1.b). No es recomendable doblar el refuerzo principal en el plano vertical de la ménsula, aún con un mínimo radio de doblar, ya que queda una zona de concreto simple debajo del punto de carga que puede agrietarse y desprenderse.

El esfuerzo en el acero calculado para condiciones de servicio no disminuye linealmente con el momento en elementos de ancho variable. Es por ello que se pide considerar su anclaje para desarrollar el acero de refuerzo.

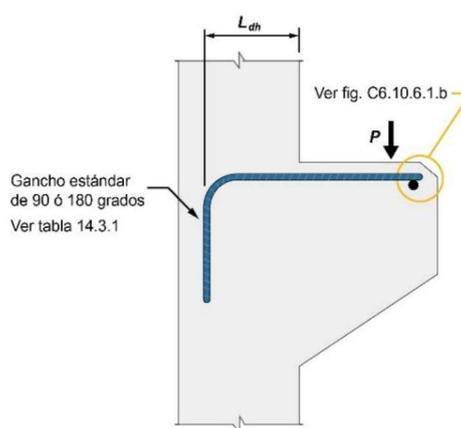


Figura C6.10.6.1.a – Ménsula cuya resistencia depende del anclaje en el apoyo y en el extremo (adaptada de ACI CODE-318-19)

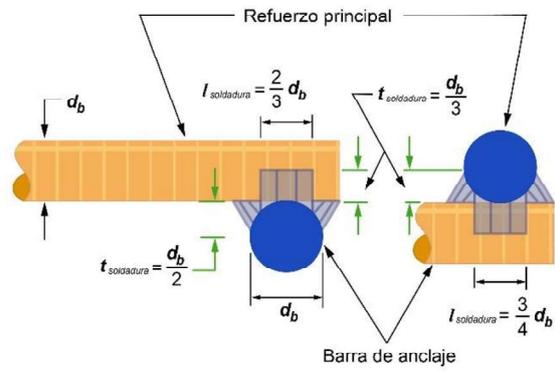


Figura C6.10.6.1.b – Detalle de la soldadura (adaptada de ACI CODE-318-19)

Espacio en blanco dejado de manera intencional

7. ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD MEDIA

7.1 Alcance

7.1.1 Este capítulo se aplicará al diseño de estructuras de ductilidad media diseñadas con $Q=3.0$, incluidos:

- a) Vigas de marcos de ductilidad media (véase 7.3)
- b) Columnas de marcos de ductilidad media (véase 7.4)
- c) Muros de ductilidad media (véase 7.5)
- d) Losas que trabajan en una sola dirección en estructuras de ductilidad media (véase 7.6)
- e) Losas que trabajan en dos direcciones en estructuras de ductilidad media (véase 7.7)
- f) Diafragmas en estructuras de ductilidad media (véase 7.8)
- g) Uniones viga-columna y losa-columna de estructuras de ductilidad media (véase 7.9)
- h) Conexiones entre elementos de estructuras de ductilidad media (véase 7.10).

7.2 Requisitos generales

7.2.1 Se deberán aplicar los requisitos de 6.2, además de los indicados en esta sección.

Comentario:

Los requisitos de este capítulo son complementarios a los del Capítulo 6, prevaleciendo los de este capítulo en caso de duda.

7.2.2 Materiales

7.2.2.1 Las barras de refuerzo para estructuras de ductilidad media deberán cumplir con lo especificado en la tabla 2.4.2.2.4.a. El valor de f_y para diseño será el señalado en la tabla 2.4.2.2.4.a.

7.2.2.2 No se permitirá el uso de concreto ligero en elementos seleccionados para resistir las fuerzas inducidas por sismo. Sólo se permitirá usar concreto ligero (véase 2.3.3) en elementos secundarios con f'_c de hasta 35 MPa (350 kg/cm²), los cuales se deberán diseñar y detallar como elementos de ductilidad baja, en sistemas de piso de losa compuesta o firmes de compresión para estructuras prefabricadas. También se permitirá en diafragmas como se indica en 7.8.2.

Comentario:

Se requiere el uso de barras de refuerzo de baja aleación de modo que las articulaciones plásticas previstas puedan desarrollar suficiente rotación.

Se limita la resistencia a compresión del concreto ligero por falta de información ante cargas cíclicas para resistencias superiores.

7.2.3 Elementos prefabricados

7.2.3.1 Las estructuras prefabricadas se podrán diseñar como estructuras de ductilidad media ($Q=3.0$) cuando la estructura emule a una colada en sitio de ductilidad media y la conexión de los elementos se lleve a cabo en a) o b):

- a) Una sección en donde los momentos flexionantes de diseño debidos a sismo tengan un valor no mayor que 70 por ciento del momento flexionante total debido a cargas muerta, viva y accidental en la sección crítica del elemento de que se trate
- b) Una sección a dos peraltes de la sección crítica referida en a).

7.2.3.2 Los muros prefabricados deberán cumplir con 7.5.2.4.

Comentario:

El requisito establecido pretende evitar que las conexiones experimenten deformaciones en el intervalo inelástico de comportamiento y, por tanto, contribuyan a disipar energía durante un sismo.

7.3 Vigas de estructuras de ductilidad media

7.3.1 Se deberán aplicar los requisitos de 6.3, además de los prescritos en esta sección.

7.3.2 Requisitos generales

7.3.2.1 Las vigas de estructuras de ductilidad media deberán cumplir con a) a d):

- El claro libre no deberá ser menor que $4h$
- La relación entre el peralte y el ancho de la sección transversal, h/b_w , no deberá exceder 4. Para calcular h/b_w en vigas T o I, se usará el ancho del alma
- El ancho de la viga no será menor de 250 mm, ni excederá el ancho de las columnas a las que llega
- El eje de la viga no deberá separarse horizontalmente del eje de la columna más de $b_c/8$.

Comentario:

El primero de estos requisitos se establece para propiciar que el elemento trabaje principalmente a flexión; si no se cumple, se diseña como una viga de gran peralte (inciso 6.3.8) o por el método de puntales y tensores que se detalla en el Capítulo 10. En otros reglamentos, el claro libre se expresa en función del peralte efectivo. En esta Norma, por consistencia con otros requisitos, se optó por requerirlo basado en el peralte total. El requisito b) se incluye para evitar que las vigas experimenten pandeo lateral si la estructura alcanza deformaciones laterales significativas. El requisito c) trata de evitar que las vigas de estructuras diseñadas con ductilidad media tengan anchos muy pequeños que también propician el pandeo lateral. El requisito d) se incluye para garantizar que los marcos de estas estructuras estén contenidos en un plano y puedan resistir acciones sísmicas sin que se presenten torsiones en las columnas o en los nudos. Se puede observar que varios de estos requisitos no se establecen para estructuras de ductilidad baja o son menos estrictos.

7.3.2.2 Resistencia requerida a fuerza cortante

7.3.2.2.1 La fuerza cortante para diseño V_e será igual a la calculada según 8.3.5.1.

7.3.2.3 Zonas protegidas

7.3.2.3.1 Las zonas protegidas tendrán una longitud igual a $2h$ medida a partir de toda sección crítica donde se suponga que puede formarse una articulación plástica causada por desplazamientos laterales de la estructura. Si la articulación se forma en una sección crítica intermedia, $2h$ se tomará a cada lado de esa sección.

7.3.2.3.2 En estructuras de ductilidad media, el Proyectista deberá en el proyecto ejecutivo, especialmente en los planos de construcción, la ubicación de las zonas protegidas de las vigas. Adicionalmente, incluirá en los planos, en cada ubicación de las zonas protegidas, la leyenda: "Zona protegida – no perforar ni alterar. Q=3" (fig. 7.3.2.3.2).

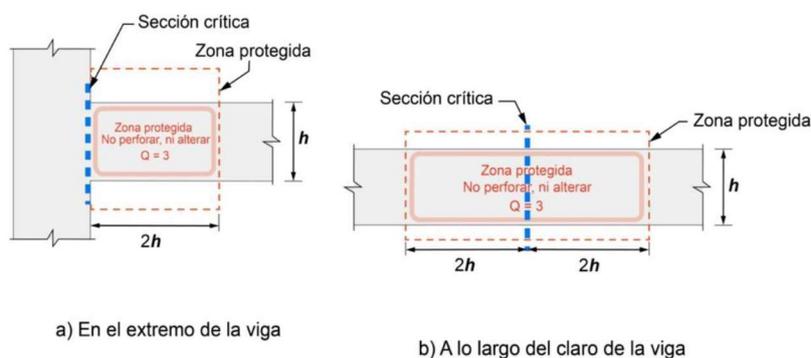


Figura 7.3.2.3.2 – Ejemplos de identificación de zona protegida en un plano de construcción

Comentario:

Para calcular la fuerza cortante de diseño en vigas de estructuras de ductilidad media se emplea el concepto de diseño por capacidad. Aplicado a este caso, el diseño se hace de tal manera que pueda desarrollarse la máxima resistencia a flexión de una viga antes de que ocurra una falla por tensión diagonal. Esto implica que las fuerzas cortantes de diseño V_e se calculan suponiendo que en los extremos de la viga actúan momentos flexionantes iguales a la resistencia a flexión de la viga y que en el claro de la viga actúa la carga gravitacional. Bajo acciones sísmicas, los momentos flexionantes en los extremos de la viga son de signo contrario, por lo que los momentos que transmiten las columnas a la viga son del mismo signo. Por lo tanto, la fuerza cortante en cada extremo resulta igual a la suma de los momentos dividida entre el claro, L , más la mitad de la carga gravitacional. Con estas fuerzas cortantes se diseñan las vigas, independientemente de las fuerzas cortantes obtenidas en el análisis de la estructura. Sólo así puede garantizarse que se alcance la resistencia a flexión antes que la resistencia a fuerza cortante. Como se trata de alcanzar el máximo valor de los momentos, éstos se calculan sin aplicar el factor de resistencia, o sea, con $F_R=1.0$, y considerando que el acero puede alcanzar un esfuerzo superior al de fluencia si incursiona en la zona de endurecimiento por deformación. Por esto último, se especifica calcular los momentos con un esfuerzo 25 por ciento mayor que el de fluencia.

En esta Norma se introduce el concepto de "zona protegida". El propósito de las zonas protegidas es preservar la integridad de la zona de la articulación plástica, ya sea en el extremo del elemento o en alguna sección intermedia, de modo de no alterar el comportamiento previsto en el diseño original. Ejemplos de zonas protegidas son las uniones viga-columna, regiones extremas de las vigas donde se prevea la formación de articulaciones plásticas ante las demandas de diseño, y regiones en algún punto del claro donde se anticipe la formación de articulaciones plásticas. Esto implica que, durante la etapa de diseño, el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable, se aseguren y confirmen que no haya instalaciones o tuberías que penetren estas zonas. Si es necesario sujetar instalaciones y fachadas, es posible dejar ahogado algún dispositivo de anclaje y/o conexión siempre que el Proyectista demuestre que su ubicación durante la colocación del concreto no afectará el comportamiento de la articulación plástica. No se acepta el uso de conexiones post-instaladas.

Durante la construcción, el Constructor ha de marcar las zonas protegidas con la leyenda indicada con pintura indeleble de cualquier color con el propósito de que éstas no sean modificadas durante la vida útil de la estructura. El conocer el valor del factor Q (en estructuras de ductilidad media igual a 3) será utilizado como referencia en inspecciones y evaluaciones futuras. En la fig. 7.3.2.3.2 se muestra un ejemplo de la identificación de una viga.

7.3.3 Resistencia de diseño

7.3.3.1 El momento resistente positivo en el paño de la unión viga-columna no será menor que un tercio del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro, ni el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que un quinto del máximo momento resistente que tenga en los extremos.

7.3.3.2 Se despreciará la contribución del concreto a la resistencia V_{cR} si, en las zonas definidas en 7.3.5.2.1, la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de V_e calculada con 7.3.2.2.1. La fuerza cortante de diseño no excederá el límite superior establecido en 5.5.

7.3.3.3 En el refuerzo para fuerza cortante podrá incluirse el refuerzo prescrito en 7.3.5.2.

7.3.4 Límites del refuerzo

7.3.4.1 Refuerzo mínimo a flexión en vigas no presforzadas

7.3.4.1.1 Se deberán colocar al menos dos barras corridas del no. 4 en los lechos superior e inferior. Las barras continuas del lecho inferior deberán tener un área no menor que una cuarta parte del área máxima de las barras inferiores a lo largo del claro.

7.3.4.1.2 El momento resistente positivo en el paño de la unión viga-columna no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro, ni el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que se tenga en el paño de cualquiera de las uniones viga-columna.

7.3.4.1.3 Las barras de la viga deberán tener longitudes de desarrollo de 1.25 veces las calculadas para f_y a tensión a partir del paño del núcleo de los apoyos.

Comentario:

La longitud de desarrollo se multiplica por 1.25 para considerar que el esfuerzo en el acero de refuerzo sea superior al especificado debido a un mayor esfuerzo de fluencia real que el nominal y al desarrollo de deformaciones unitarias en el intervalo de endurecimiento por deformación del acero. La longitud de desarrollo se mide a partir del núcleo del apoyo (muro o columna) lo que supone que, debido a deformaciones inelásticas del refuerzo longitudinal, el recubrimiento se podrá agrietar e, incluso, desprender.

7.3.4.2 Refuerzo máximo a flexión en vigas no presforzadas

7.3.4.2.1 El refuerzo máximo de tensión no excederá 75 por ciento del área balanceada calculada con 5.2.1.2 o 5.2.1.5, según aplique.

Comentario:

Este criterio es más conservador que para estructuras de ductilidad baja en las cuales se acepta hasta el 90 por ciento. Ello para propiciar un comportamiento controlado por tensión en la viga.

7.3.5 Detallado del refuerzo

7.3.5.1 Refuerzo longitudinal

7.3.5.1.1 Se aceptará formar paquetes de dos barras longitudinales cada uno.

7.3.5.1.2 No se permitirán las uniones por traslape de barras longitudinales en los casos a) a c) siguientes (fig. 7.3.5.1.2):

- a) Dentro de las uniones viga-columna (nudos)
- b) En la zona protegida que tiene una longitud igual a $2h$ medida desde el paño del apoyo
- c) En aquellas zonas donde se suponga que pueden formarse articulaciones plásticas causadas por desplazamientos laterales de la estructura.

7.3.5.1.3 Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, deberán cumplir los requisitos de 14.5.6 a condición de que en toda sección de unión cuando mucho se usen barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.

Comentario:

Ya que en estructuras de ductilidad media que sufren deformaciones laterales significativas es más probable que ocurran inversiones de momentos flexionantes ante acciones sísmicas, se busca garantizar que a todo lo largo del elemento se tenga una cuantía mínima de refuerzo positivo y de refuerzo negativo, especialmente en las uniones viga-columna.

El comportamiento por adherencia de paquetes de barras es menos satisfactorio que el de barras aisladas y por eso se limitan los paquetes a dos barras.

El inciso 7.3.5.1.2 prohíbe las uniones por medio de traslapes y soldadura de barras en las zonas que sufren mayores deformaciones, ya que la revisión de estructuras dañadas por sismos indica que en estas regiones ocurren daños con más frecuencia.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

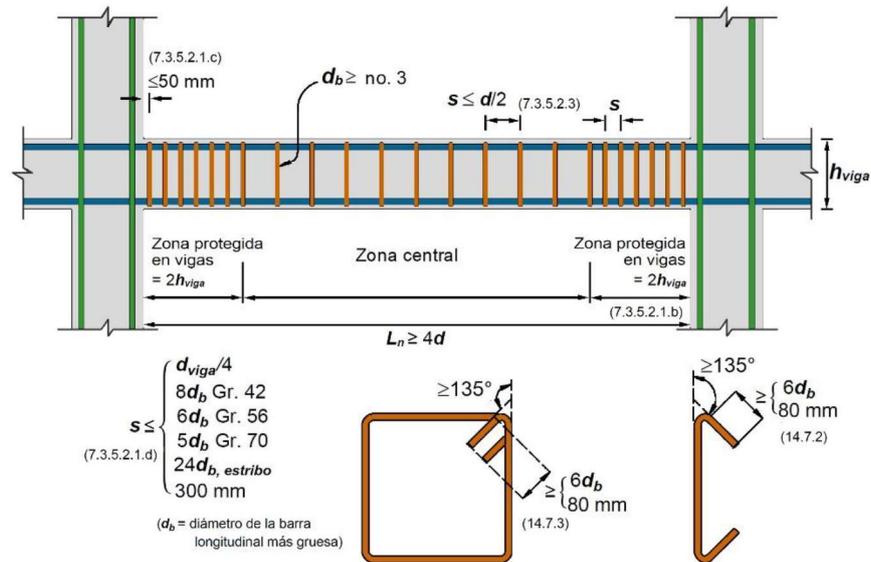


Figura 7.3.5.1.2 - Detallado de vigas de ductilidad media

7.3.5.2 Refuerzo transversal

7.3.5.2.1 En ambos extremos de la viga, se suministrarán estribos cerrados que cumplan con a) a e):

- a) 14.7.3
- b) A lo largo de la zona protegida igual a al menos $2h$ medida desde el paño del apoyo hacia el centro del claro
- c) El primer estribo se colocará a no más de 50 mm de la cara del miembro de apoyo
- d) La separación máxima de los estribos será la menor de los valores de 1) a 6)
 - 1) $d/4$
 - 2) $8d_b$ de la barra longitudinal más delgada de refuerzo primario a flexión para barras Grado 42, excluyendo el refuerzo longitudinal superficial requerido en 6.3.7.2.3
 - 3) $6d_b$ de la barra longitudinal más delgada de refuerzo primario a flexión para barras Grado 56, excluyendo el refuerzo longitudinal superficial requerido en 6.3.7.2.3
 - 4) $5d_b$ de la barra longitudinal más delgada de refuerzo primario a flexión para barras Grado 70, excluyendo el refuerzo longitudinal superficial requerido en 6.3.7.2.3
 - 5) $24d_b$ del estribo cerrado
 - 6) 300 mm
- e) Estribos con cuatro ramas si el ancho de la viga excede 400 mm.

7.3.5.2.2 Se colocarán estribos que cumplan con 7.3.5.2.1.a, 7.3.5.2.1.c, 7.3.5.2.1.d y 7.3.5.2.1.e a lo largo de la zona protegida. La zona protegida tendrá una longitud igual a $2h$ de toda sección donde se suponga que puede formarse una articulación plástica causada por desplazamientos laterales de la estructura. Si la articulación se forma en una sección intermedia, $2h$ se tomará a cada lado de la sección.

7.3.5.2.3 La separación del refuerzo transversal no excederá $d/2$ a lo largo de la viga.

7.3.5.2.4 En vigas con $P_u > A_g f_c' / 10$, el refuerzo transversal de 7.3.5.2.3 deberá cumplir con 14.7.3 o 14.7.4.

Comentario:

El concreto confinado con estribos transversales resiste deformaciones mayores que el concreto no confinado, o sea, tiene un comportamiento más dúctil. Por esta razón, los requisitos del refuerzo transversal para vigas de estructuras de ductilidad media están incluidos para proporcionar confinamiento al concreto, mientras que en vigas de estructuras de ductilidad baja se limitan a proporcionar resistencia suficiente a la tensión diagonal.

En estructuras de ductilidad media (y alta) sólo se aceptan estribos cerrados con el propósito de lograr un mejor confinamiento en el concreto, especialmente en aquellas zonas en las que se anticipan deformaciones inelásticas.

7.4 Columnas de estructuras de ductilidad media

7.4.1 Se deberán aplicar los requisitos de 6.4, además de los señalados en esta sección. En la fig. 7.4.1 se muestra el detallado de columnas de ductilidad media.

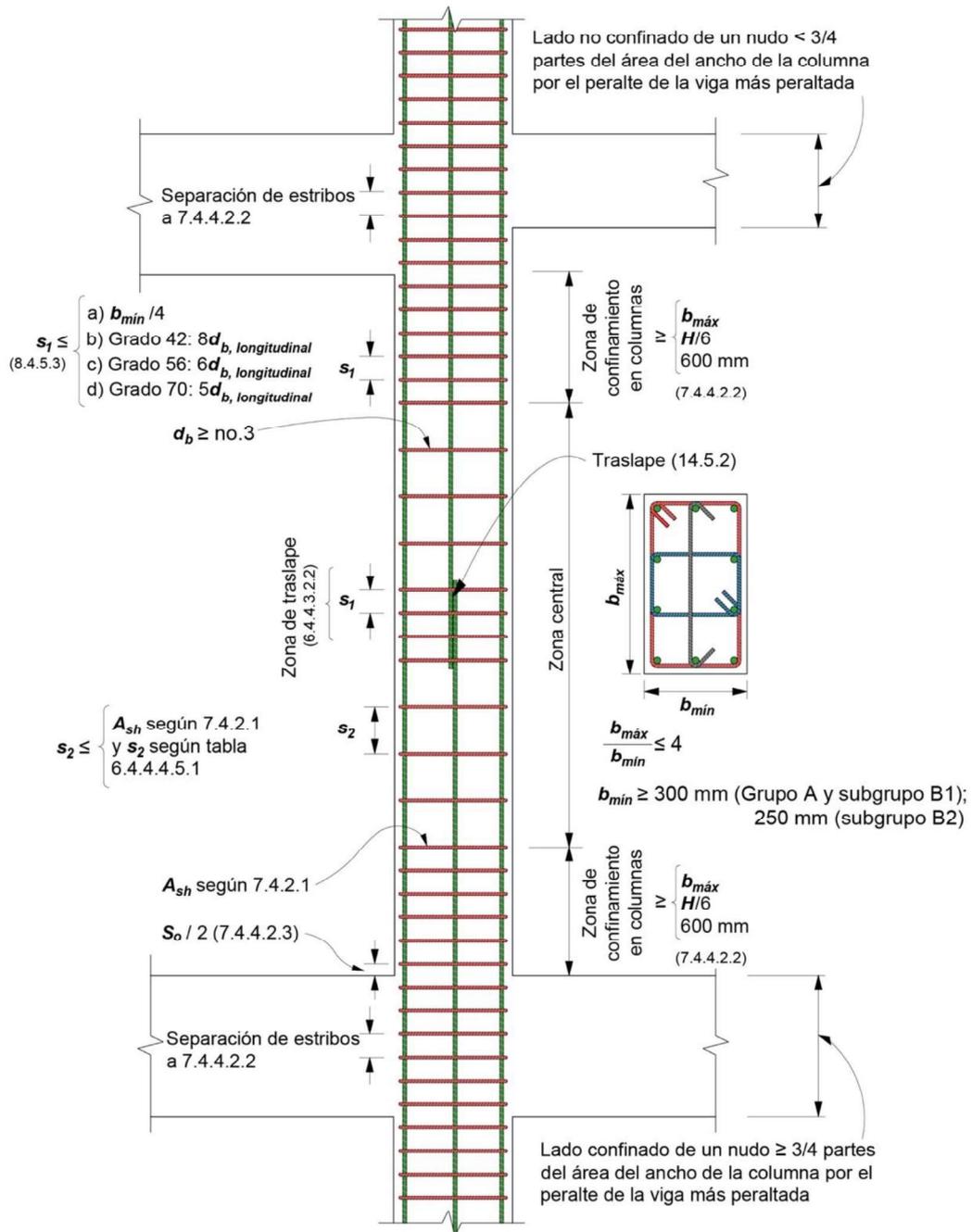


Figura 7.4.1 - Detallado de columnas de ductilidad media

7.4.2 Requisitos generales

7.4.2.1 Resistencia requerida a fuerza cortante

7.4.2.1.1 La fuerza cortante de diseño V_e será la calculada según 8.4.6.1.1.

Comentario:

La fuerza cortante de diseño de una columna se calcula suponiendo, de manera conservadora, la formación de articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Este requisito se establece para disminuir la probabilidad de falla por cortante del elemento. Nótese que se ha de seleccionar la fuerza axial de diseño P_u tal que desarrolle la máxima resistencia a momento dentro del intervalo de fuerzas axiales obtenido del análisis. Véase el comentario de 7.3.2.2.1.

7.4.2.2 Resistencia mínima a flexión de columnas

7.4.2.2.1 Las columnas deberán cumplir con 7.4.2.2.2, excepto en las uniones viga-columna donde la columna no es continua arriba de la unión y la carga P_u , resultado de la combinación de cargas que incluya el efecto del sismo, sea menor que $A_g f'_c / 10$.

7.4.2.2.2 Las resistencias a flexión de las columnas deberán satisfacer la ec. 7.4.2.2.2:

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nb} \quad (7.4.2.2.2)$$

donde:

ΣM_{nc} suma de las resistencias nominales a flexión de las secciones de columna arriba y abajo del nudo, en el plano de análisis, calculadas en el paño del nudo. El momento nominal resistente será el que corresponde a la fuerza axial factorizada que, en un diagrama de interacción de la columna, produzca el menor momento resistente.

ΣM_{nb} suma al paño del nudo de las resistencias nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo. En el caso de vigas coladas monolíticamente con losas, no será necesario considerar la contribución del acero de refuerzo de la losa a la resistencia a flexión.

La resistencia a flexión de las columnas y vigas se calculará con un esfuerzo en el acero de f_y y un factor de resistencia igual a 1.0. Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición deberá cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

Comentario:

Este criterio pretende lograr la formación de un mecanismo de falla controlado por la flexión en vigas, mecanismo conocido como "columna fuerte – viga débil". La falla de una o más columnas puede producir una inestabilidad del conjunto y un colapso total, mientras que si fallan una o pocas vigas puede limitarse la propagación rápida de daños graves. Para estructuras de ductilidad baja se establece que la suma de las resistencias de las columnas que llegan a un nudo sea mayor o igual que la de las vigas que llegan también a ese nudo (véase 6.4.2.2) mientras que para estructuras de ductilidad media se requiere que sea 1.2 veces. Los momentos a usar son los menores para las combinaciones de carga críticas. Nótese que las resistencias son nominales, es decir, suponen que el acero de refuerzo longitudinal alcanzará su esfuerzo especificado de fluencia, sin pretensiones de que incurra en la zona de endurecimiento por deformación. Esto es consistente con el nivel de deformaciones unitarias en el acero que se anticipa que ocurren en marcos de ductilidad media.

7.4.3 Resistencia de diseño

7.4.3.1 Se despreciará la contribución del concreto a la resistencia V_{eR} si se satisface simultáneamente a) y b):

- La fuerza axial de diseño P_u , incluyendo los efectos de sismo, es menor que $A_g f'_c / 20$
- La fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de V_e calculada con 7.4.2.1.

7.4.3.2 En el refuerzo para fuerza cortante podrá incluirse el refuerzo prescrito en 7.4.4.2.

7.4.4 Detallado del refuerzo de columnas de ductilidad media

7.4.4.1 Refuerzo longitudinal

7.4.4.1.1 El refuerzo longitudinal de las columnas que pase a través de la unión con la viga deberá distribuirse alrededor del perímetro del núcleo. La separación centro a centro entre las barras longitudinales no deberá exceder el mayor de 200 mm y un tercio del ancho de la dimensión transversal de la columna en la dirección en la que se considera la separación.

7.4.4.2 Refuerzo transversal

7.4.4.2.1 Las columnas deberán contar con refuerzo transversal de tipo helicoidal según 6.4.4.4.3 o formado por estribos de acuerdo con 7.4.4.2.2.

7.4.4.2.2 En ambos extremos de la columna, se suministrarán estribos cerrados que cumplan con 14.7.3 con separación s_o sobre una distancia L_o medida desde la cara del nudo. La separación s_o no deberá exceder el menor de a) a d):

- Para barras Grado 42, el menor de $8d_b$ de la barra longitudinal más delgada y de 200 mm
- Para barras Grado 56, el menor de $6d_b$ de la barra longitudinal más delgada y de 150 mm
- Para barras Grado 70, el menor de $5d_b$ de la barra longitudinal más delgada y de 150 mm
- Un cuarto de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.

La longitud L_o no será menor que el valor máximo de a) a d):

- Un sexto de la altura libre de la columna
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna
- 600 mm
- $H/2$ para las columnas de planta baja o el primer nivel sujeto a sismo, donde H es la altura libre de la columna.

7.4.4.2.3 El primer estribo cerrado se colocará a no más de $s_o/2$ de la cara de la unión viga-columna, la unión losa-columna o del apoyo de la columna.

7.4.4.2.4 El refuerzo transversal deberá cumplir con a) a f) (fig. 7.4.4.2.4):

- El refuerzo transversal podrá ser a base de refuerzo helicoidal sencillo o sobrepuesto, de estribos circulares, o de estribos rectangulares cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, con o sin grapas, de diámetro no menor que no. 3 y rematados como se indica en 14.3
- Cada extremo de los estribos rectangulares y de las grapas deberá abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblez de 135 grados que satisfaga 14.3.2
- Se permite el uso de grapas de diámetro igual o menor que el de los estribos, sujeto a los requisitos de 14.7.2
- Si se usan grapas, la separación a lo largo de la columna será la misma que la de los estribos
- El refuerzo transversal se deberá arreglar de modo que la separación h_x de las barras de refuerzo longitudinal soportadas lateralmente por la esquina de una grapa o de una rama de estribo no exceda 500 mm alrededor del perímetro de la columna
- Donde $P_u > 0.3A_g f_c' o f_c' > 70 \text{ MPa (700 kg/cm}^2\text{)}$ en columnas con estribos cerrados rectangulares, cada barra o paquete de barras longitudinales alrededor del perímetro deberá estar soportado lateralmente por la esquina de un estribo o grapa y el valor de h_x no deberá exceder 300 mm. P_u deberá ser la mayor carga en compresión consistente con la combinación de cargas que incluya la acción del sismo.

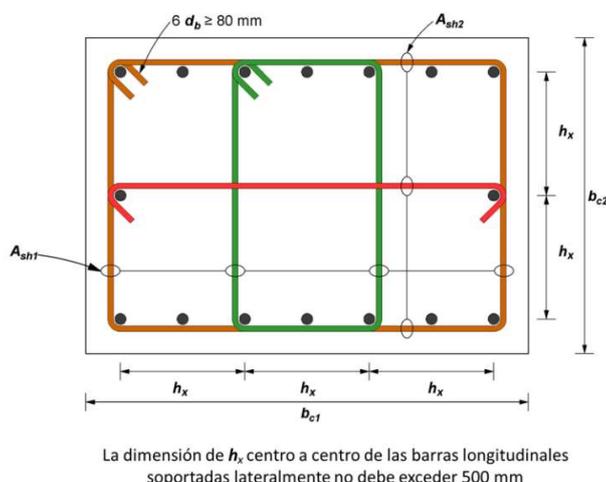


Figura 7.4.4.2.4 - Ejemplo del refuerzo transversal en columnas (adaptada de ACI CODE-318-19)

7.4.4.2.5 Más allá de la longitud L_o , la separación de los estribos será de acuerdo con 6.4.4.5.1.

7.4.4.2.6 Las columnas que resistan reacciones de elementos rígidos discontinuos, como muros, deberán contar con refuerzo transversal con una separación s_o a lo largo de toda la altura debajo del nivel en el que ocurre la discontinuidad si la porción de la fuerza axial factorizada de compresión en estas columnas debida al sismo excede $A_g f'_c / 10$. El refuerzo transversal se deberá extender como se indica en 8.4.5.6.b.

Comentario:

La separación máxima de los estribos pretende eliminar la posibilidad o retrasar el pandeo del refuerzo longitudinal de la columna. Barras de mayor grado requieren de menores separaciones para mantener su estabilidad ante fuerzas de compresión en un régimen de cargas cíclicas como las impuestas por un sismo.

*Muros discontinuos y otros elementos rígidos pueden imponer fuerzas axiales en las columnas durante sismos. El refuerzo transversal requerido en 7.4.4.2.5 es para mejorar la capacidad de deformación lateral de la columna. Es recomendable que las fuerzas internas debidas al sismo se calculen como elementos de cimentación mediante el factor de amplificación **0.65R**, como se establece en la NTC-Sismo.*

7.5 Muros de ductilidad media

7.5.1 Se deberán aplicar los requisitos de 6.5, además de los señalados en esta sección.

Comentario:

Esta sección se aplica a muros sujetos a peso propio y a combinaciones de fuerza axial y de momentos y fuerzas cortantes, ambos, en el plano y/o fuera del mismo. Se espera que los muros de ductilidad media exhiban, para las fuerzas de diseño, agrietamiento y deformaciones inelásticas, posteriores a la fluencia, de magnitud moderada.

La Norma supone que las cimentaciones a base de cajones rígidos, con muros perimetrales y losas rígidas en su plano, ofrecen suficiente restricción al giro y al desplazamiento para considerar que los muros en la altura del edificio se deforman a partir del piso de la planta baja o desde la parte superior del cajón de cimentación cuando la rigidez del cajón es al menos el doble de la rigidez del primer entrepiso arriba del cajón.

7.5.2 Límites de diseño

7.5.2.1 El espesor mínimo de los muros será el menor de 180 mm y 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral.

7.5.2.2 En construcciones de hasta dos niveles, no se permitirá usar muros de ductilidad media.

7.5.2.3 Todos los requisitos de esta sección y de 6.5 serán aplicables a muros con vigas de acoplamiento de ductilidad media.

Comentario:

El espesor mínimo de muros de ductilidad media es mayor que el requerido para muros de ductilidad baja de modo de lograr comportamientos más estables ante cargas reversibles, en especial, para retrasar el pandeo local o global del alma.

7.5.2.4 Muros prefabricados de ductilidad media

7.5.2.4.1 En conexiones entre muros o entre muros y la cimentación, se deberá limitar la fluencia a los elementos de acero o al refuerzo.

7.5.2.4.2 Los elementos de la conexión que no se diseñen para fluir, deberán ser dimensionados con base en una resistencia de diseño igual a $1.5S_y$, donde S_y es la resistencia a la fluencia de la conexión ante momento, fuerza cortante, fuerza axial o momento torsionante, según sea la que corresponda y controle el diseño.

7.5.2.4.3 Los muros-columna se deberán diseñar de acuerdo con 8.7.9.

Comentario:

Las conexiones entre muros prefabricados o entre muros y la cimentación deberían resistir las fuerzas inducidas por el sismo y la fluencia que ocurre en su proximidad. Si se usan dispositivos mecánicos para conectar directamente el refuerzo principal, la resistencia probable de la unión debería ser al menos 1.5 veces la resistencia especificada a la fluencia.

7.5.3 Detallado del refuerzo

7.5.3.1 Elementos de borde en muros de ductilidad media

7.5.3.1.1 Se deberá evaluar la necesidad de suministrar elementos de borde en las orillas del muro de acuerdo con 8.7.7.

7.5.3.1.2 La separación del refuerzo transversal del elemento de borde deberá ser la menor de a) y b) (fig. 7.5.3.1.2):

- Lo indicado en la tabla 8.7.7.5.b, según la ubicación del refuerzo transversal
- La tercera parte de la menor dimensión del elemento de borde.

7.5.3.1.3 En donde no se requieran elementos de borde según 8.7.7.2 u 8.7.7.3, se deberá satisfacer 8.7.7.5. La separación vertical del refuerzo transversal en la orilla del muro donde no se requieran elementos de borde se determinará según la tabla 7.5.3.1.3, en lugar de la tabla 8.7.7.5.b.

Tabla 7.5.3.1.3 – Separación vertical máxima del refuerzo transversal en las orillas de un muro de ductilidad media donde no se requiera el elemento de borde

Grado de la barra de refuerzo primario a flexión	Separación vertical máxima del refuerzo transversal ^[1]	
42	El menor de:	$8d_b$
		200 mm
56	El menor de:	$6d_b$
		150 mm
70	El menor de:	$6d_b$
		150 mm

^[1] En esta tabla, d_b es el diámetro de la barra más delgada del refuerzo longitudinal primario de flexión

Comentario:

El propósito de los elementos de borde en los extremos del muro es mejorar la capacidad resistente y de deformación de muros sujetos a fuerzas cíclicas que causen deformaciones inelásticas en el muro, como aquellas inducidas por los sismos. Los elementos de borde en los extremos consisten en agrupar refuerzo vertical para incrementar la capacidad a flexión. Los elementos están reforzados con barras transversales en forma de estribos y grapas para restringir el pandeo del refuerzo vertical y para confinar el concreto cuando el extremo esté sujeto a compresión cíclica. El pandeo del refuerzo se presenta una vez que el refuerzo fluye debido a la disminución de su módulo de elasticidad. Para reducir la posibilidad de pandeo, se coloca refuerzo transversal a bajas separaciones.

Se incluyen dos criterios de diseño para definir los requisitos de detallado en elementos de refuerzo en los extremos de muros (ver 8.7.7).

La separación del refuerzo transversal depende del grado de la barra del refuerzo primario a flexión. Mientras mayor es f_y , menor es la separación de estribos.

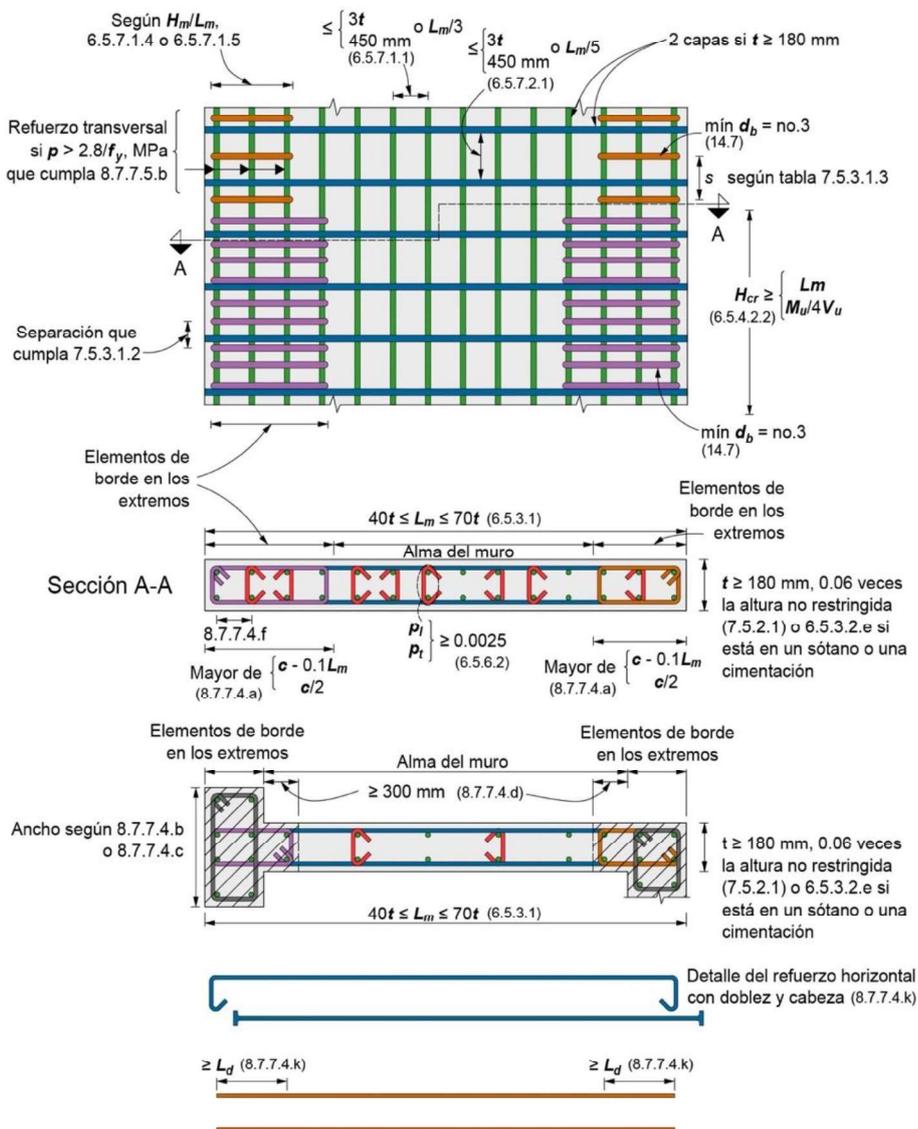


Figura 7.5.3.1.2 – Detallado de muros de ductilidad media

7.6 Losas que trabajan en una dirección en estructuras de ductilidad media

7.6.1 Se deberán aplicar los requisitos de 6.6.

7.7 Losas que trabajan en dos direcciones en estructuras de ductilidad media

7.7.1 Se deberán aplicar los requisitos de 7.6, además de los señalados en esta sección.

7.7.2 Losas planas

7.7.2.1 Se permitirá el uso de losas planas presforzadas (postensadas) o no, apoyadas en columnas, como elementos o subsistema no seleccionado (secundario) para ser parte del SERFIS que cumplan con 8.11.6.1.

7.8 Diafragmas en estructuras de ductilidad media

7.8.1 Se deberán aplicar los requisitos de 6.8.

7.8.2 Se aceptarán diafragmas de concreto ligero. Para su diseño, se deberá tomar en cuenta el efecto del concreto ligero en la resistencia a fuerza cortante, como se indica en 8.10.9. También se considerará el efecto del concreto ligero en el cálculo de longitud de desarrollo de barras a tensión y a compresión del Capítulo 14.

7.9 Uniones viga-columna y losa-columna de estructuras de ductilidad media

7.9.1 Se deberán aplicar los requisitos de 6.9, además de los señalados en esta sección.

7.9.2 Uniones viga-columna

7.9.2.1 Las uniones viga-columna deberán satisfacer los requisitos de detallado de 6.9.7.1.1.2 y 6.9.7.1.1.3, y de 7.9.2.2 a 7.9.2.7.

7.9.2.2 Si el peralte de una viga que llega a un nudo y genera cortante es mayor que el doble del peralte de la columna, el diseño y el análisis del nudo deberá basarse en el método de puntales y tensores del Capítulo 10 y deberán cumplirse a) y b):

- a) La resistencia de diseño a cortante del nudo obtenida con el Capítulo 10 no deberá ser mayor que V_R calculada con 6.9.5.2
- b) Se deberán cumplir los requisitos de detallado de 7.9.2.3 a 7.9.2.5.

7.9.2.3 El refuerzo longitudinal que termine en el nudo deberá extenderse dentro de los 50 mm más alejados de la sección crítica para el desarrollo de las barras. El refuerzo longitudinal deberá desarrollarse en tensión de acuerdo con 8.5.6. La sección crítica será la cara externa del núcleo de la columna.

7.9.2.4 La separación del refuerzo transversal del nudo s no deberá exceder el menor de 7.4.4.2.2.a a 7.4.4.2.2.d dentro del peralte de la viga más peraltada unida al nudo, de acuerdo con el grado de las barras longitudinales.

7.9.2.5 Donde el refuerzo longitudinal del lecho superior de la viga consista en barras corrugadas con cabeza que terminen en el nudo, la columna deberá extenderse arriba de la cara superior del nudo una distancia al menos igual al peralte h del nudo. De manera alternativa, el refuerzo longitudinal de la viga deberá rodearse de refuerzo transversal vertical en el nudo como se señala en 6.9.7.1.2.

7.9.2.6 Donde se requiera de una unión de rodilla para mantener el equilibrio, se deberá suministrar refuerzo transversal horizontal y vertical de acuerdo con 6.9.7.1.1 y 6.9.7.1.2, respectivamente, y que cumpla con a) y b):

- a) La separación del refuerzo transversal horizontal y vertical no excederá el menor de una cuarta parte del ancho de la viga, de una cuarta parte del ancho de la columna y 150 mm
- b) $A_{sh} = 0.09 \frac{s_h b_c f'_c}{f_{yt}}$

7.9.2.7 Resistencia a fuerza cortante de uniones viga-columna

7.9.2.7.1 V_u del nudo se determinará de acuerdo con 8.5.5.1.

7.9.2.7.2 V_R de una unión viga-columna se calculará de conformidad con 6.9.5.2.

7.9.2.7.3 La excentricidad entre el eje de la viga y el centroide de la columna no deberá exceder $b_c/8$.

Comentario:

La resistencia de la unión viga-columna se calcula con los coeficientes requeridos para estructuras de ductilidad baja. Esto se deberá a que en marcos de ductilidad media es probable que las uniones viga-columna estén sometidas a un menor número de ciclos a grandes desplazamientos laterales que las uniones de marcos de ductilidad alta y, por tanto, deberían ser capaces de resistir mayores demandas de fuerza cortante que las uniones de estructuras de ductilidad alta. La incursión en menos ciclos que produzcan agrietamiento en los nudos permite suponer que la resistencia de las uniones de ductilidad media sea mayor que las de ductilidad alta.

En esta Norma se limita la excentricidad entre el eje de la viga y el centroide de la columna para evitar demandas de torsión en la unión que afecten la formación del mecanismo resistente supuesto de un puntal de compresión diagonal, en elevación y disminuya la resistencia a fuerza cortante.

En la fig. C6.9.7.2.a se muestra la aplicación del primer requisito en 7.9.2.3 referente a la colocación de las extensiones de barras con dobleces dentro de los 50 mm más alejados de la sección crítica. La sección crítica en estructuras de ductilidad media está en la cara del núcleo de la columna. Ello porque ante las deformaciones unitarias anticipadas, mayores que las asociadas a la primera fluencia, es probable que se desprenda el recubrimiento y penetren las deformaciones plásticas del refuerzo longitudinal hacia el nudo.

7.9.3 Uniones losa-columna

7.9.3.1 El refuerzo transversal en la unión losa-columna deberá satisfacer los requisitos de 6.9.7.3.1. Donde se requiera refuerzo transversal, se deberá suministrar al menos una capa en la unión, entre el refuerzo superior e inferior de la losa.

7.10 Conexiones entre elementos de estructuras de ductilidad media

7.10.1 Se deberán aplicar los requisitos de 6.10.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

8. ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD ALTA

8.1 Alcance

8.1.1 Este capítulo se deberá aplicar en el diseño de estructuras de ductilidad alta, incluidos:

- Vigas de marcos de ductilidad alta (véase 8.3)
- Columnas de marcos de ductilidad alta (véase 8.4)
- Conexiones viga-columna de marcos de ductilidad alta (véase 8.5)
- Marcos de ductilidad alta contruidos de elementos prefabricados (véase 8.6)
- Muros de ductilidad alta (véase 8.7)
- Muros de ductilidad alta contruidos con elementos prefabricados (véase 8.8)
- Losas en estructuras de ductilidad alta (véase 8.9)
- Diafragmas y armaduras (véase 8.10)
- Elementos no seleccionados como parte del SERCGFL (véase 8.11).

Comentario:

Los requisitos de dimensionamiento y detallado del Cap.8 se basan en la experiencia de campo y resultados de laboratorio de estructuras monolíticas de concreto y de estructuras prefabricadas diseñadas para emular la construcción monolítica. Los criterios de aceptación señalados en ACI CODE-374.1 y ACI ITG-5.1 se pueden usar, de manera conjunta con los requisitos de este capítulo, para demostrar que la capacidad estructural de estructuras prefabricadas (en términos de resistencia, disipación de energía y de deformación inelástica) es igual o excede la capacidad de marcos y muros monolíticos que sean comparables, respectivamente.

8.2 Requisitos generales

8.2.1 Las disposiciones de este capítulo se deberán cumplir en los elementos estructurales de ductilidad alta diseñadas con $Q=4.0$, de acuerdo con la tabla 4.3.1 de la NTC-Sismo.

8.2.2 Se deberán aplicar los requisitos de los capítulos precedentes, los aquí indicados y los de 10.8.

8.2.3 Las características mecánicas del concreto serán las indicadas en 6.2.1 y las del acero de refuerzo serán las especificadas en 7.2.2.

8.2.3.1 No se permitirá el uso de concreto ligero en elementos seleccionados para resistir las fuerzas inducidas por sismo. Sólo se permitirá usar concreto ligero (véase 2.3.3) en elementos secundarios con f_c' de hasta 35 MPa (350 kg/cm²), los cuales se deberán diseñar y detallar como elementos de ductilidad baja.

8.2.4 La resistencia probable a flexión M_{pr} se calculará de acuerdo con las hipótesis de 3.6, con las excepciones indicadas en a) a c):

- M_{pr} se basará en las dimensiones especificadas, incluyendo todo el refuerzo longitudinal e inclinado que pueda desarrollarse o se haya desarrollado en la sección crítica y considerando el intervalo de fuerzas axiales para las combinaciones de carga aplicables
- Para refuerzo no presforzado, el esfuerzo se determinará según las hipótesis de diseño de 3.6.1 excepto que el esfuerzo supuesto de fluencia será al menos $1.25f_y$
- Para acero de presfuerzo, el esfuerzo se obtendrá considerando f_{se} más un esfuerzo adicional generado por las distorsiones laterales tomadas como 1.5 veces la distorsión admisible del entrepiso según la NTC-Sismo. En el caso de marcos de ductilidad alta con postensado no adherido, el cálculo de f_{ps} podrá hacerse con la ec. 8.2.4:

$$f_{ps} = f_{se} + 2,800 \frac{h}{L} \leq f_{py} \quad (8.2.4)$$

$$\left(f_{ps} = f_{se} + 28,000 \frac{h}{L} \leq f_{py} \right)$$

donde h y L son el peralte y el claro de la viga, respectivamente.

8.2.5 Las pérdidas de presfuerzo se determinarán de acuerdo con el Capítulo 11.

Comentario:

En este capítulo se supone que la distribución de las resistencias requeridas de los varios componentes de un sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo se obtiene de un análisis elástico lineal con fuerzas factorizadas. Dado que el comportamiento esperado admite no linealidad de los materiales, es necesario investigar la estabilidad del SERCGFL y la interacción con otros elementos estructurales y no estructurales ante los máximos desplazamientos laterales esperados.

En el cálculo de los desplazamientos laterales, la consideración de elementos totalmente agrietados conduce a una mejor estimación que suponer elementos no agrietados. Por ello se permite usar las hipótesis de análisis del Cap. 3.

En el diseño es importante tener en mente la facilidad constructiva, en especial si se proporcionan altas cuantías de refuerzo.

Se limita el uso a concretos ligeros con resistencia especificada a la compresión de hasta 35 MPa (350 kg/cm²) debido a la falta de información experimental de elementos sujetos a desplazamientos cíclicos reversibles en el intervalo no lineal.

En esta versión de la Norma se permite el uso de barras Grado 56 y 70 que cumplen con lo indicado en la tabla 2.4.2.2.4.a para resistir momentos y fuerzas axiales y cortantes en marcos de ductilidad alta, así como en muros de ductilidad alta y en sus componentes (como vigas de acoplamiento y muros-columna) (NIST, 2014; Sokoli y Ghannoum, 2016; ACI PRC-352R).

Para permitir el uso de barras Grado 56 y 70, la Norma limita la separación del refuerzo transversal de modo de controlar el pandeo del refuerzo longitudinal. En marcos de ductilidad alta, el uso de aceros Grado 56 y 70 requiere mayores peraltes de la unión viga-columna para prevenir un deslizamiento excesivo de las barras de las vigas que atraviesan el nudo.

El requisito de que la resistencia última del acero sea mayor que el esfuerzo de fluencia se basa en la hipótesis de que la capacidad de desarrollar rotaciones inelásticas depende de la longitud de la zona de fluencia a lo largo del elemento (ACI PRC-352R2). La resistencia última sería de al menos $1.25f_y$ para barras Grado 42 que cumplan con NMX-B-506.

En la Norma se permite el uso de acero de alta resistencia para confinar los elementos de concreto (Muguruma y Watanabe, 1990; Sugano et al., 1990). Se acepta el uso de refuerzo transversal para resistir fuerza cortante hecho con acero de alta resistencia en algunos elementos de ductilidad alta (Wallace, 1998; Cheng et al., 2016; Huq et al., 2018; Weber-Kamin et al., 2019). La limitación en el uso de $f_{yt}=420$ MPa (4 200 kg/cm²) para calcular la resistencia tiene como propósito limitar el ancho de grietas por cortante ante cargas de servicio.

Puesto que el acero de refuerzo de estructuras de ductilidad alta puede alcanzar esfuerzos próximos a la resistencia a tensión, se limita el uso de conectores mecánicos según el grado de las barras. Se pueden usar conectores del tipo 1 para todos los grados y tipo 2 sólo para Grado 42, ya que para grados mayores es posible que no resistan los esfuerzos esperados en zonas de fluencia. Estas restricciones afectan a todo el refuerzo, longitudinal y transversal.

En el caso de uniones mediante soldadura, las razones de los requisitos para conectores son aplicables. No es recomendable soldar barras transversales auxiliares para facilitar el habilitado o colocación del refuerzo ya que puede inducir a zonas locales frágiles en el acero. Si fuera necesario colocar barras auxiliares, la soldadura se hará en barras adicionales colocadas para el propósito y que no tengan funciones estructurales.

8.3 Vigas de marcos de ductilidad alta

8.3.1 Alcance

8.3.1.1 Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a flexión y que forman parte de estructuras de ductilidad alta ($\mathcal{Q}=4.0$) (fig. 8.3.1.1). Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas que satisfagan la ec. 8.3.1.1.

$$P_u < \frac{f'_c A_g}{10} \quad (8.3.1.1)$$

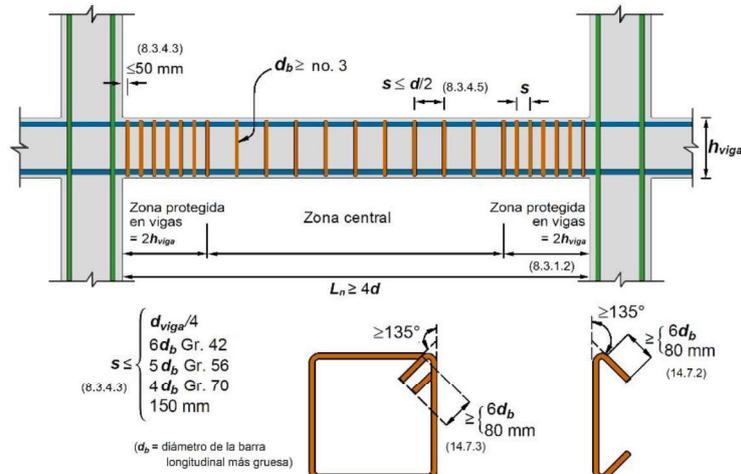


Figura 8.3.1.1 - Detallado de vigas de ductilidad alta

8.3.1.2 Zonas protegidas

8.3.1.2.1 Las zonas protegidas tendrán una longitud igual a $2h$ medida a partir de toda sección crítica donde se suponga que puede formarse una articulación plástica causada por desplazamientos laterales de la estructura. Si la articulación se forma en una sección crítica intermedia, $2h$ se tomará a cada lado de esa sección.

8.3.1.2.2 En estructuras de ductilidad alta, el Proyectista deberá indicar en el proyecto ejecutivo, especialmente en los planos, la ubicación de las zonas protegidas en las vigas. Adicionalmente, incluirá en los planos, en cada ubicación de las zonas protegidas, la leyenda: “Zona protegida – no perforar ni alterar. $Q=4$ ”.

Comentario:
 Véase comentario de 7.3.2.3.

8.3.2 Requisitos geométricos

8.3.2.1 El claro libre L_n deberá ser al menos $4h$.

8.3.2.2 En sistemas de vigas y losa monolíticas, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho b_w no deberá exceder 30.

8.3.2.3 El ancho b_w será al menos el mayor de $0.3h$ y 250 mm. En ningún caso, b_w excederá el ancho de las columnas a las que llega la viga.

8.3.2.4 El eje de la viga no deberá separarse horizontalmente del eje de la columna más de $b_w/10$ de la columna normal a la viga.

Comentario:
 Estos requisitos son semejantes a los correspondientes a 7.3.2, aunque el requisito 8.3.2.2 es más estricto con objeto de lograr un comportamiento más estable ante deformaciones inelásticas inducidas por el sismo. Se pueden usar vigas distintas de rectangulares o huecas que cumplan con los límites de 8.3.2 si todos los segmentos de su sección transversal cuentan con refuerzo transversal que cumpla con 8.3.4.

8.3.3 Refuerzo longitudinal

8.3.3.1 En toda sección se dispondrá de refuerzo longitudinal, tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no será menor que la obtenida de 6.3.5.1.2 y constará por lo menos de dos barras corridas del no. 4. La

cuantía p no excederá 0.025 si se usan barras de acero Grado 42, ni 0.020 si las barras son de Grado 56, ni 0.015 si las barras son de Grado 70.

8.3.3.2 El momento resistente positivo en el paño de la unión viga–columna no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro, ni el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que se tenga en el paño de cualquiera de las uniones viga–columna.

8.3.3.3 No se aceptará perforar la viga o dejar ahogadas tuberías para paso de instalaciones en los casos a) a c):

- Dentro de los nudos (uniones viga–columna)
- En la zona protegida a lo largo de una distancia de $2h$ de la viga, medida desde el paño del nudo
- En la zona protegida en una distancia de $2h$ de la viga a cada lado de las secciones críticas en donde se suponga que puede fluir el refuerzo longitudinal debido a flexión como resultado de los desplazamientos laterales del marco más allá del intervalo elástico de comportamiento.

8.3.3.4 Se permiten traslapes del refuerzo longitudinal sólo si en la longitud del traslape se suministra refuerzo transversal en forma de estribos cerrados o refuerzo helicoidal. La separación o paso de este refuerzo no será mayor que $d/4$, ni que 100 mm. Los traslapes deberán satisfacer 14.5.1 y 14.5.2. No se permitirán las uniones por traslape en los casos a) a c) siguientes:

- Dentro de los nudos (uniones viga–columna)
- En la zona protegida en una distancia de $2h$ de la viga, medida desde el paño del nudo
- En la zona protegida en una distancia de $2h$ de la viga a cada lado de las secciones críticas en donde se suponga que puede fluir el refuerzo longitudinal debido a flexión, como resultado de los desplazamientos laterales del marco más allá del intervalo elástico de comportamiento.

8.3.3.5 Se aceptará formar paquetes de dos barras con el refuerzo longitudinal.

8.3.3.6 Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos deberán cumplir con 14.5.6. Además, se deberá satisfacer que en toda sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.

8.3.3.7 Si se emplea presfuerzo, éste deberá cumplir con a) a d):

- El esfuerzo de presfuerzo promedio f_{pc} , calculado con un área igual a la menor dimensión de la sección transversal de la viga multiplicada por la dimensión perpendicular, no deberá exceder el menor de 3.5 MPa (35 kg/cm²) y $f_c'/10$
- El acero de presfuerzo deberá ser no adherido en las zonas potenciales de articulación plástica y las deformaciones unitarias calculadas en él para el desplazamiento de diseño deberán ser menores que 0.01
- El acero de presfuerzo no deberá contribuir en más de un cuarto de la resistencia a flexión positiva o negativa en la sección crítica de la zona de la articulación plástica
- Los dispositivos de anclaje de tendones postensado sujetos a sismo deberán ser capaces de resistir 50 ciclos de carga ante un intervalo de fuerzas en el acero de presfuerzo entre el 40 y el 85 por ciento de la resistencia especificada a tensión del acero de presfuerzo.

Comentario:

Se acepta diseñar como vigas de ductilidad alta a vigas que resistan carga axial y flexión, como ocurre en el caso de colectores de diafragmas.

Los límites en 8.3.2 están basados en evidencia experimental y en la experiencia de un buen desempeño cuando las dimensiones establecidas se cumplen. En la NTC-Concreto no se acepta la construcción de marcos de ductilidad alta con vigas más anchas que las columnas con objeto de fomentar sistemas más rígidos lateralmente que permitan controlar las demandas de desplazamiento en el intervalo inelástico.

En 8.3.3.1 no se establece la relación máxima de acero de tensión en función de la relación balanceada, como en estructuras de ductilidades baja y media, sino como un valor absoluto dependiendo del grado del acero de refuerzo longitudinal. Esto se deberá a que, en general, en vigas que sufren deformaciones muy grandes, como las empleadas en estructuras de ductilidad alta, las hipótesis usuales de flexión (secciones planas, adherencia perfecta entre concreto y barras, deformación última del concreto de 0.003 y comportamiento elastoplástico del acero) no son estrictamente aplicables y el concepto de sección balanceada, que se basa en esas hipótesis, tampoco lo es.

Los límites de 0.025, 0.020 y 0.015 tratan de evitar congestamientos excesivos del acero de refuerzo. De cualquier manera, el diseñador estructural ha de asegurarse que los elementos a flexión tengan un comportamiento dúctil.

La prohibición de perforar las vigas, o bien de dejar tuberías ahogadas en las zonas donde se esperan deformaciones inelásticas debidas al sismo es para evitar el debilitamiento del elemento y la reducción de su capacidad de deformación inelástica.

La prohibición de colocar traslapes en zonas de fluencia del refuerzo longitudinal se explica por su baja confiabilidad al estar sometidos a demandas cíclicas inelásticas. En las otras zonas, se requiere colocar refuerzo transversal para confinar el traslape, así como para confinar el núcleo de concreto de la viga ante un posible desprendimiento del recubrimiento.

En el caso de uso de presfuerzo, los requisitos se basan en la experiencia. En una zona de articulación plástica, el límite en la deformación unitaria y el requisito de usar tendones no adheridos pretenden evitar la fractura de tendones ante las deformaciones inducidas por sismo. En el caso de acero de presfuerzo no adherido a lo largo de una longitud pequeña o junto al nudo, la deformación unitaria adicional debida al sismo se puede calcular como el producto de la profundidad del eje neutro y la suma de las rotaciones de la articulación plástica en la unión, dividido entre la longitud no adherida. Los límites en la contribución del presfuerzo a la resistencia a flexión son para poder usar los mismos factores de Q y R_T que para marcos no presforzados, según NTC-Sismo (Ishizuka y Hawkins, 1987; Park y Thompson, 1977). El criterio de aceptación de los dispositivos de anclaje de postensado es muy usual en la práctica del concreto presforzado. El límite de 85 por ciento corresponde a una deformación unitaria de 0.01 del acero de presfuerzo (ACI PRC-423.3R; ACI SPEC-423.7).

8.3.4 Refuerzo transversal de confinamiento

8.3.4.1 Se deberán colocar estribos cerrados o refuerzo helicoidal en las siguientes zonas de una viga:

- En la zona protegida una distancia igual a $2h$ de la viga medida desde la cara de la columna hacia la mitad del claro de la viga, en ambos extremos de ésta
- En la zona protegida una distancia igual a $2h$ de la viga, en ambos lados de la sección en donde se suponga que puede fluir el refuerzo longitudinal debido a flexión, como resultado de los desplazamientos laterales del marco más allá del intervalo elástico de comportamiento.

8.3.4.2 Donde se requieran estribos cerrados o refuerzo helicoidal, las barras de refuerzo longitudinal primarias más cercanas a las caras de tensión y compresión deberán tener soporte lateral de acuerdo con 14.7.3 y 14.7.4. La separación entre las barras de refuerzo a flexión soportadas lateralmente no deberá ser mayor que 350 mm. No se requerirá soportar lateralmente el refuerzo longitudinal superficial requerido en 6.3.7.2.3.

8.3.4.3 El primer estribo cerrado deberá ser colocado a una distancia no mayor que 50 mm desde la cara de la columna de apoyo. La separación de los estribos cerrados no deberá exceder la menor distancia entre a) y e):

- $d/4$
- 150 mm
- $6d_b$ de la barra más delgada de refuerzo primario a flexión para barras Grado 42, excluyendo el refuerzo longitudinal superficial requerido en 6.3.7.2.3
- $5d_b$ de la barra más delgada de refuerzo primario a flexión para barras Grado 56, excluyendo el refuerzo longitudinal superficial requerido en 6.3.7.2.3
- $4d_b$ de la barra más delgada de refuerzo primario a flexión para barras Grado 70, excluyendo el refuerzo longitudinal superficial requerido en 6.3.7.2.3.

8.3.4.4 Donde se requieran estribos cerrados, éstos deberán estar diseñados para resistir fuerza cortante de acuerdo con 8.3.5.

8.3.4.5 Donde no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deberán colocarse estribos cerrados con dobleces estándar según 14.7.3 y deberán estar separados a una distancia no mayor que $d/2$ a lo largo de la longitud de la viga.

8.3.4.6 En vigas con fuerza de compresión axial factorizada mayor que $A_g f_c' / 10$, se deberán suministrar estribos cerrados que satisfagan los requisitos de 8.4.5.2 a 8.4.5.4 y de 8.3.4.1. A lo largo de la distancia restante, los estribos cerrados que satisfagan 8.4.5.2 deberán estar separados una distancia s no mayor que la menor de las distancias de a) a d):

- 150 mm
- $6d_b$ de la barra longitudinal más delgada contenida dentro del estribo para barras Grado 42
- $5d_b$ de la barra longitudinal más delgada contenida dentro del estribo para barras Grado 56
- $4d_b$ de la barra longitudinal más delgada contenida dentro del estribo para barras Grado 70.

Cuando el recubrimiento de concreto sobre el refuerzo transversal sea mayor que 100 mm, se deberá colocar refuerzo transversal adicional que tenga un recubrimiento menor que 100 mm y cuya separación no exceda 300 mm.

Comentario:

El refuerzo transversal de confinamiento se requiere principalmente para confinar el concreto y mantener el soporte lateral de barras longitudinales en zonas donde se espera fluencia por flexión. En la fig. C8.3.4 se muestra un ejemplo de refuerzo de confinamiento hecho con estribos sobrepuestos.



Figura C8.3.4 – Ejemplo de estribos sobrepuestos en una viga

8.3.5 Requisitos para fuerza cortante

8.3.5.1 La fuerza cortante de diseño V_e será igual a la suma de la fuerza cortante asociada con el desarrollo de las resistencias probables a momento, M_{pr} , suponiendo que en los extremos actúan momentos del mismo sentido y de la fuerza cortante calculada para las cargas gravitacionales multiplicadas por el factor de carga.

8.3.5.2 Se despreciará la contribución del concreto a la resistencia V_{cR} si se satisface simultáneamente a) y b):

- La fuerza axial de diseño P_u , incluyendo los efectos de sismo, es menor que $A_g f'_c / 20$
- La fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de V_e calculada según 8.3.5.1.

Comentario:

La resistencia requerida a fuerza cortante en elementos de marcos de ductilidad alta depende de las resistencias a flexión y no de las fuerzas cortantes obtenidas del análisis.

La idea de despreciar V_{cR} es para facilitar el diseño y no se ha de interpretar como que el concreto no resiste fuerza cortante. Por el contrario, la fuerza cortante se resiste por el concreto confinado y el refuerzo transversal. Es erróneo suponer, por tanto, que se puede disminuir el tamaño de la sección de un elemento por el hecho de que se desprecie la contribución del concreto.

8.4 Columnas de marcos de ductilidad alta

8.4.1 Los requisitos de esta sección (fig. 8.4.1) aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $A_g f'_c / 10$, y que formen parte de marcos de ductilidad alta diseñadas con $Q=4.0$.

Comentario:

En la fig. 8.4.1 se muestra el detallado tipo de una columna de entrepiso de una estructura de ductilidad alta. En el caso de la planta baja o del primer nivel considerado para resistir sismo, la longitud l_0 sería de la mitad de la altura libre de la columna.

8.4.2 Requisitos geométricos

8.4.2.1 La dimensión transversal mínima, medida a lo largo de una línea recta que pase por el centroide geométrico de la sección, no será menor que 300 mm.

8.4.2.2 La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no deberá ser menor que 0.4.

8.4.2.3 El área A_g no será menor que $P_u/(0.5f'_c)$ para toda combinación de carga.

8.4.2.4 La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá 15.

8.4.3 Resistencia mínima a flexión de columnas

8.4.3.1 Las columnas deben cumplir con 8.4.3.2 u 8.4.3.3, excepto en las uniones viga-columna donde la columna no es continua arriba de la unión y la carga P_u , resultado de la combinación de cargas que incluya el efecto del sismo, es menor que $A_g f'_c / 10$.

8.4.3.2 Las resistencias a flexión de las columnas deberán satisfacer la ec. 8.4.3.2:

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{prb} \quad (8.4.3.2)$$

donde:

ΣM_{nc} suma de las resistencias nominales a flexión de las secciones de columna arriba y abajo del nudo, en el plano de análisis, calculadas en el paño del nudo. El momento nominal resistente será el que corresponde a la carga axial factorizada que, en un diagrama de interacción de la columna, produzca el menor momento resistente en la dirección de análisis, usando un factor de resistencia igual a 1.0.

ΣM_{prb} suma al paño del nudo de las resistencias probables a flexión de las vigas que llegan al nudo. En el caso de vigas coladas monolíticamente con losas, cuando la losa esté a tensión debido a momentos en la cara del nudo, se deberá considerar que el acero de refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo establecido en 8.5.2.2 contribuye a M_{prb} si el acero de refuerzo de la losa puede desarrollar su esfuerzo de fluencia en la sección crítica por flexión. La resistencia a flexión de las vigas se calculará con un esfuerzo en el acero de $1.25 f_y$ y un factor de resistencia igual a 1.0.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición deberá cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

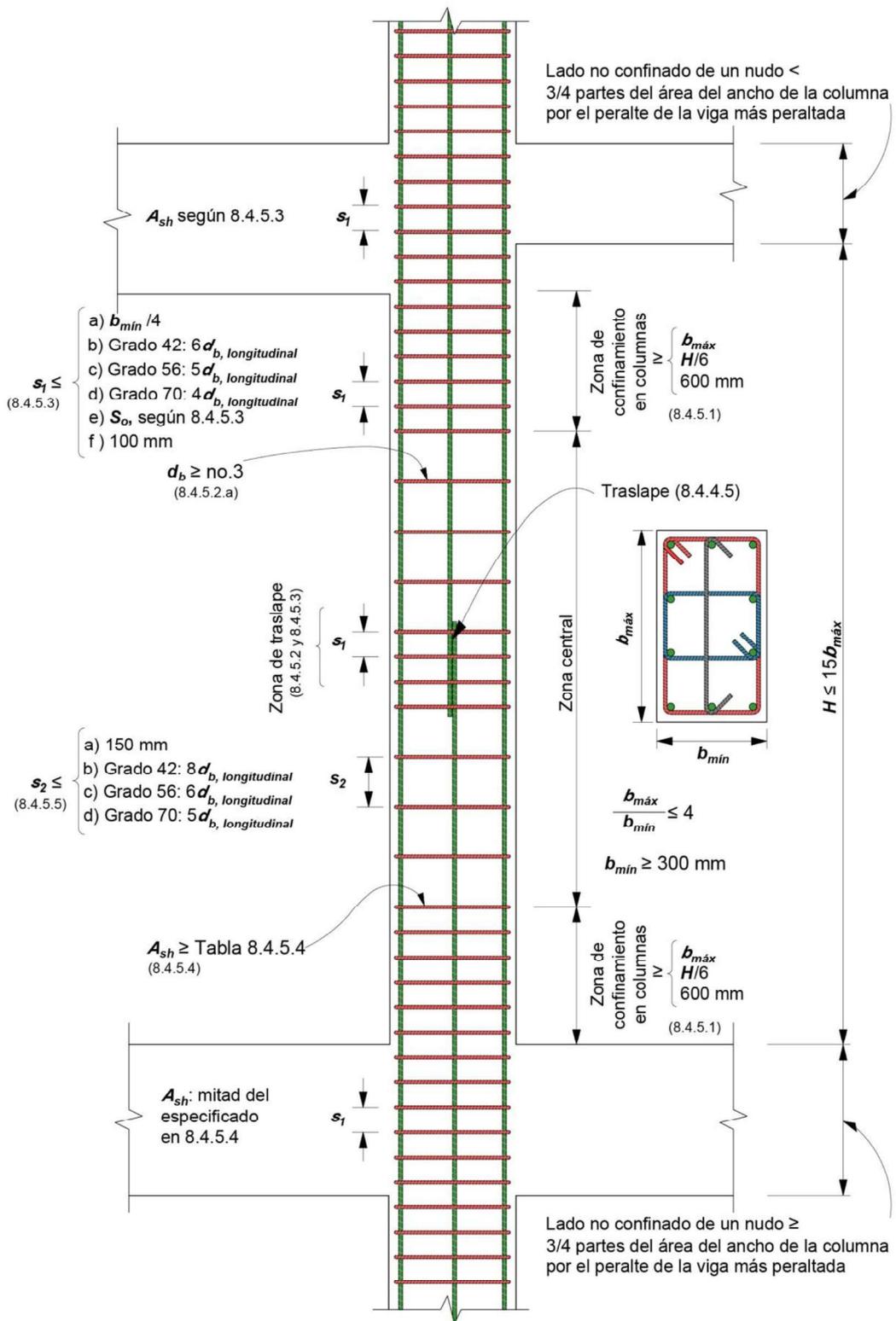


Figura 8.4.1 - Detallado tipo de elementos a flexocompresión marcos de ductilidad alta

8.4.3.3 Si 8.4.3.2 no se cumple en un nudo, la resistencia y rigidez laterales de las columnas que llegan a ese nudo deberán ignorarse en el cálculo de la resistencia y rigidez laterales de toda la estructura. Estas columnas deberán cumplir con 7.4.

Comentario:

Véase el comentario de 7.4.2.2. El requisito de considerar el refuerzo longitudinal dentro de un ancho efectivo del patín de la losa proviene de suponer que el refuerzo de la losa en ese ancho contribuye a la resistencia a flexión negativa de la viga (Alcocer y Jirsa, 1993; French y Moehle, 1991). Esta hipótesis conduce a una estimación razonable de la resistencia a momento negativo de conexiones interiores para una distorsión lateral de 2 por ciento.

El requisito 8.4.3.3 implica que si la contribución de una columna (o columnas) a la resistencia y rigidez laterales aumenta la capacidad estructural, se acepta ignorarla. No así si la contribución las disminuye o si incrementa la respuesta debido a irregularidades del edificio. Es equivocado ignorar la rigidez de columnas para disminuir la fuerza cortante basal.

8.4.4 Refuerzo longitudinal

8.4.4.1 La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04.

8.4.4.2 El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares.

8.4.4.3 Sólo se permitirá formar paquetes de dos barras.

8.4.4.4 A lo largo de la altura de la columna, las barras de refuerzo longitudinal deberán seleccionarse de modo que $1.25L_d \leq H/2$, donde H es la altura libre la columna.

8.4.4.5 El traslape de barras longitudinales sólo se permitirá en la mitad central del elemento; estos traslapes deben cumplir con 14.5.1 y 14.5.2 (fig. 8.4.1). La zona de traslape deberá confinarse con refuerzo transversal de acuerdo con 8.4.5.2 y 8.4.5.3.

8.4.4.6 Las uniones soldadas o mecánicas de barras deben cumplir con 14.5.6. Adicionalmente, se deberá satisfacer que, en una misma sección, cuando más se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.

Comentario:

En la fig. 8.4.1 se resumen los requisitos de diseño y detallado de una columna de un marco de ductilidad alta. El límite inferior en la cuantía de refuerzo longitudinal (de 0.01) es para controlar las deformaciones a lo largo del tiempo, así como para que el momento de fluencia sea mayor que el de agrietamiento. El límite superior es menor que para estructuras de ductilidad baja o media; la reducción se deberá a la conveniencia de reducir la congestión del acero, mejorar la transferencia de carga de los elementos de piso a la columna y para reducir los esfuerzos cortantes.

A raíz de los daños observados en el sismo de 1985 en la Ciudad de México, la NTC-Concreto no permite paquetes de más de dos barras. Ello para evitar la reducción de la capacidad a momento debido a demandas elevadas de esfuerzos de adherencia.

Un modo de falla ante sismo en columnas es el debido al agrietamiento por hendimiento paralelo a las barras longitudinales. El hendimiento se puede controlar mediante la restricción del diámetro de las barras, el aumento del refuerzo transversal y el incremento de la resistencia del concreto, todos los cuales reducen la longitud de desarrollo requerida L_d a lo largo de la altura libre de la columna H .

Se requiere colocar los traslapes hacia el centro de las columnas ya que en esa zona la probabilidad de aplastamiento y desprendimiento del recubrimiento del concreto ante acciones sísmicas es menor. La necesidad de colocar refuerzo transversal considera la incertidumbre en la distribución de momentos a lo largo de la columna (Sivakumar et al., 1983).

8.4.5 Refuerzo transversal de confinamiento

8.4.5.1 Se suministrará el refuerzo transversal de confinamiento mínimo que se especifica en 8.4.5.2 a 8.4.5.4 en una longitud l_o en ambos extremos del miembro y a ambos lados de cualquier sección donde sea probable que fluya por flexión el refuerzo longitudinal ante desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento. La longitud l_o será la mayor de a) a c):

- El mayor peralte de la columna en la cara del nudo o en la sección donde es probable que fluya por flexión el refuerzo longitudinal (véase fig. 8.4.1)
- $H/6$, donde H es la altura libre de la columna
- 600 mm.

8.4.5.1.1 En la parte inferior de columnas de planta baja o del primer nivel sujeto a sismo, este refuerzo transversal deberá llegar hasta media altura libre de la columna, y deberá continuarse dentro de la cimentación o del elemento del nivel inmediato inferior, al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa.

8.4.5.2 El refuerzo transversal deberá cumplir con a) a f) (fig. 8.4.5.2):

- El refuerzo transversal podrá ser a base de refuerzo helicoidal sencillo o sobrepuesto, de estribos circulares, o de estribos rectangulares cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, con o sin grapas, de diámetro no menor que no. 3 y rematados como se indica en 14.3
- Cada extremo de los estribos rectangulares y de las grapas deberá abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblé de 135 grados que satisfaga 14.3.2
- Se permite el uso de grapas de diámetro igual o menor que el de los estribos, sujeto a los requisitos de 14.7.2
- Si se usan grapas, la separación a lo largo de la columna será la misma que la de los estribos
- El refuerzo transversal se deberá arreglar de modo que la separación h_x de las barras de refuerzo longitudinal soportadas lateralmente por la esquina de una grapa o de una rama de estribo no exceda 350 mm alrededor del perímetro de la columna
- Donde $P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 70 \text{ MPa}$ (700 kg/cm²) en columnas con estribos cerrados rectangulares, cada barra o paquete de barras longitudinales alrededor del perímetro deberá estar soportado lateralmente por la esquina de un estribo o grapa y el valor de h_x no deberá exceder 200 mm. P_u deberá ser la mayor carga en compresión consistente con la combinación de cargas que incluya la acción del sismo.

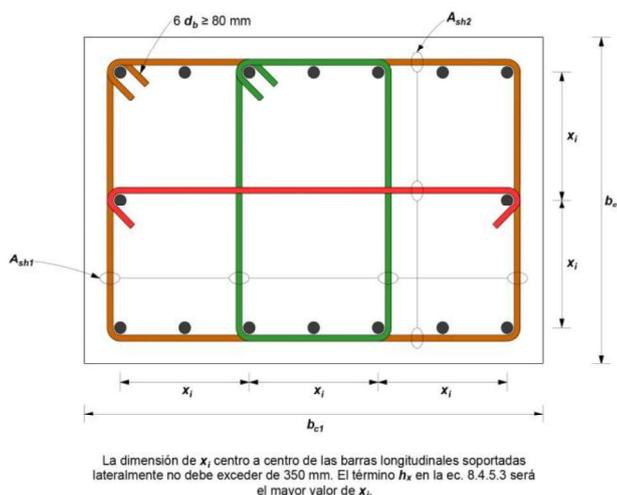


Figura 8.4.5.2 - Ejemplo del refuerzo transversal en columnas (adaptada de ACI CODE-318-19)

8.4.5.3 La separación del refuerzo transversal no deberá exceder el menor de a) a e):

- La cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento
- 6db de la barra longitudinal más delgada del refuerzo primario a flexión Grado 42
- 5db de la barra longitudinal más delgada del refuerzo primario a flexión Grado 56
- 4db de la barra longitudinal más delgada del refuerzo primario a flexión Grado 70
- s_o según la ec. 8.4.5.3:

$$s_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \tag{8.4.5.3}$$

$$\left(s_o = 10 + \frac{35 - h_x}{3} \right)$$

El valor de s_o de la ec. 8.4.5.3 no deberá exceder 150 mm y no deberá ser menor que 100 mm.

8.4.5.4 La cuantía de refuerzo transversal deberá ser la obtenida de la tabla 8.4.5.4. El factor k_f asociado a la resistencia del concreto y el factor k_n sobre la efectividad del confinamiento, se calcularán de acuerdo con las ecs. 8.4.5.4.a y 8.4.5.4.b, respectivamente:

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \left(k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1.0 \right) \tag{8.4.5.4.a}$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \tag{8.4.5.4.b}$$

donde n_l es el número de barras o paquetes de refuerzo longitudinal alrededor del perímetro del núcleo de una columna con estribos rectangulares que son soportadas lateralmente por esquinas de estribos o por ganchos estándar de 135 grados.

Tabla 8.4.5.4 – Refuerzo transversal en columnas de marcos de ductilidad alta

Refuerzo transversal	Condiciones	Ecuación aplicable	
$A_{st}/s_b c$ para estribos rectangulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa (700 kg/cm ²)	El mayor de a) y b):	a) $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ b) $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 70$ MPa (700 kg/cm ²)	El mayor de a), b) y c):	c) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$
p_s para refuerzo helicoidal o estribos circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa (700 kg/cm ²)	El mayor de d) y e):	d) $0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ e) $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 70$ MPa (700 kg/cm ²)	El mayor de d), e) y f):	f) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$

En la fig. 8.4.5.4 se ejemplifica cómo determinar la cuantía de refuerzo transversal de una columna.

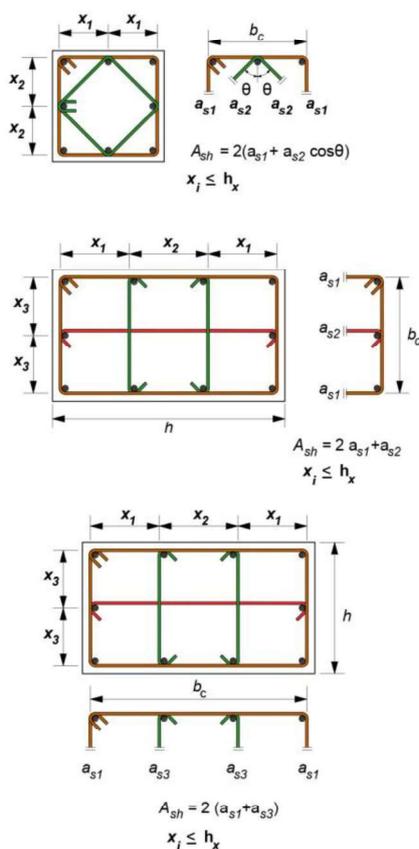


Figura 8.4.5.4 - Determinación de la cuantía de refuerzo transversal en miembros a flexocompresión

8.4.5.5 Más allá de la longitud l_o calculada según 8.4.5.1, se deberá suministrar refuerzo helicoidal que cumple con 14.7.4 o estribos y grapas de acuerdo con 14.7.3 y 14.7.2, respectivamente. La separación s no deberá exceder la menor de a) a d), a menos que se requiera una mayor cuantía de refuerzo transversal según 8.4.4.5 y 8.4.6:

- 150 mm
- $8d_b$ de la barra longitudinal más delgada, para barras Grado 42
- $6d_b$ de la barra longitudinal más delgada, para barras Grado 56
- $5d_b$ de la barra longitudinal más delgada, para barras Grado 70.

8.4.5.6 En columnas que resisten las reacciones de elementos rígidos discontinuos, como muros, se deberá satisfacer a) y b):

- Se colocará refuerzo transversal, según lo requerido en 8.4.5.2 a 8.4.5.4, a todo lo largo de las columnas en todos los entrepisos por debajo de la discontinuidad, si la carga axial factorizada causada por el sismo excede $A_g f'_c / 10$
- El refuerzo transversal se extenderá dentro del elemento discontinuo al menos en una distancia igual a L_d de la barra más gruesa de la columna, donde L_d se calculará de acuerdo con 14.4.2. Cuando la columna termina en un muro, el refuerzo transversal se deberá extender dentro del muro al menos L_d de la barra más gruesa de la columna medida a partir del punto de corte. Si la columna termina en una zapata o cajón de cimentación, el refuerzo transversal requerido se deberá extender al menos 300 mm dentro de la zapata o cajón.

8.4.5.7 Si el recubrimiento de concreto afuera del refuerzo transversal requerido en 8.4.5.1, 8.4.5.5 y 8.4.5.6 es mayor que 100 mm, se deberá suministrar refuerzo transversal adicional que tenga un recubrimiento que no exceda 100 mm y cuya separación no sea mayor que 300 mm.

Comentario:

Los requisitos para refuerzo transversal de columnas que forman parte de marcos de ductilidad alta son más estrictos que los correspondientes a columnas de marcos de ductilidad media o baja por la razón, ya comentada en otras secciones, de que las estructuras de ductilidad alta deben alcanzar deformaciones mayores que las de ductilidades media o baja. En la fig. 8.4.1 se resumen los requisitos para columnas de marcos de ductilidad alta.

El valor de l_o se establece para colocar refuerzo transversal con menor separación en las zonas donde se espera que se presente la fluencia por flexión del refuerzo longitudinal.

La configuración del refuerzo transversal es crítica para lograr un adecuado confinamiento del concreto del núcleo de columnas y de uniones viga-columna en marcos de ductilidad alta. Para que la grapas funcionen adecuadamente, deben estar rematadas con dobleces estándar a 135 grados según esta Norma. Para el cálculo, el valor de P_u deberá reflejar las demandas de fuerza axial de compresión de las cargas gravitacionales y las del sismo. El parámetro h_x se refiere a la distancia entre las barras longitudinales soportadas transversalmente por estribos y grapas.

La separación máxima de 150 mm o de la cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento es para lograr un mejor confinamiento en el concreto. La separación del refuerzo transversal en función del diámetro del refuerzo longitudinal es para alcanzar un soporte adecuado de la barra longitudinal que permita controlar el pandeo de la barra después de la pérdida del recubrimiento.

En la tabla 8.4.5.4, las expresiones a), b), d) y e) se han usado históricamente para calcular el refuerzo requerido por confinamiento, tal que ante la pérdida del recubrimiento la columna no pierda su capacidad resistente de carga axial. Las expresiones c) y f) fueron derivadas (Elwood et al., 2009) de estudios de laboratorio con el fin de lograr columnas que alcancen distorsiones de 0.03 sin pérdida importante de la resistencia. El parámetro k_n disminuye el refuerzo requerido por confinamiento en la medida que la separación entre las barras longitudinales sea menor (Paultre y Légeron, 2008). El factor k_f incrementa el confinamiento requerido en columnas fabricadas con concretos de resistencias a la compresión superiores a 70 MPa, las cuales exhiben falla frágil.

Se acepta usar refuerzo transversal con f_{yt} de 700 MPa (7 000 kg/cm²) ya que se ha demostrado experimentalmente que confinan adecuadamente el núcleo de concreto.

El propósito de colocar refuerzo transversal fuera de la longitud L_o es para proteger las secciones en la mitad de la altura de la columna.

En caso de elementos discontinuos, es probable que las columnas de apoyo exhiban comportamiento inelástico. Por ello se requiere que se suministre refuerzo transversal en toda la altura.

Los recubrimientos no reforzados pueden desprenderse al deformarse la columna lateralmente producto del sismo, lo que hace que se constituyan en un peligro de caído. El refuerzo adicional pretende reducir el riesgo de estos caídos.

8.4.6 Resistencia a fuerza cortante

8.4.6.1 Criterio y fuerza de diseño

8.4.6.1.1 Las columnas de estructuras de ductilidad alta se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para esto, la fuerza cortante de diseño V_e se calculará del equilibrio del elemento en su altura libre, suponiendo que en sus extremos y en las caras del nudo actúan momentos flexionantes del mismo sentido, numéricamente iguales a las resistencias a flexión máximas probables M_{pr} obtenidas con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento flexionante resistente. Las fuerzas cortantes de diseño V_e no necesitan exceder aquellas calculadas de la resistencia de la conexión viga-columna basadas en M_{pr} de las vigas que lleguen al nudo. En ningún caso V_e será menor que la fuerza cortante factorizada obtenida del análisis de la estructura.

Comentario:

Esta disposición es equivalente a la del inciso 8.3.5 para vigas, pero como las columnas no tienen normalmente cargas transversales a su eje longitudinal, la fuerza cortante es únicamente la suma de los momentos en los extremos dividida entre el claro, que para este caso es la altura de la columna. Desde luego que, si una columna tuviese cargas transversales, se tomarían en cuenta como en el caso de vigas.

8.4.6.2 Contribución del concreto a la resistencia

8.4.6.2.1 Se despreciará la contribución del concreto, V_{cR} , si se satisfacen simultáneamente a) y b):

- a) La fuerza axial de diseño P_u , incluyendo los efectos del sismo, sea menor que $A_g f'_c / 20$
- b) La fuerza cortante de diseño causada por el sismo, calculada según 8.4.6.1, sea igual o mayor que la mitad de la resistencia máxima requerida a fuerza cortante a lo largo de l_o .

8.4.6.3 Refuerzo transversal por cortante

8.4.6.3.1 El refuerzo transversal no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión.

8.4.6.3.2 El diámetro del refuerzo transversal no será menor que no. 3 y se deberá cumplir con lo señalado en 8.4.5.1 a 8.4.5.4 (véase fig. 8.4.1).

8.4.7 Transferencia de la fuerza axial de la columna a través del sistema de piso

8.4.7.1 El concreto en el sistema de piso en la ubicación de la columna tendrá una resistencia especificada a la compresión al menos igual a $0.7f'_c$ de la columna.

8.5 Conexiones viga–columna en marcos de ductilidad alta

8.5.1 Alcance

8.5.1.1 Las disposiciones de esta sección se aplican a conexiones monolíticas de miembros que forman parte de marcos resistentes a momento de ductilidad alta ($Q=4.0$).

8.5.1.2 Los requisitos de 8.5.2 a 8.5.6 son aplicables a conexiones en las que se prevé la fluencia por flexión del refuerzo longitudinal de vigas próxima a la cara del nudo. Si las vigas se diseñan para formar articulaciones plásticas lejos del nudo se deberá cumplir con 8.5.2 y 8.5.7.

Comentario:

En las conexiones de marcos de ductilidad alta se prevé que las vigas que unen disipen energía mediante ciclos de deformación reversible en el intervalo inelástico. Las columnas se diseñan para que la probabilidad de fluencia de su refuerzo longitudinal sea baja.

Un nudo (también llamado unión o junta) es la parte de la columna comprendida en la altura de la viga más peraltada que llega a él. La conexión incluye al nudo y comprende la zona adyacente a él dentro de vigas, columnas y losa.

En muchos diseños, las dimensiones de las columnas son definidas a partir de los requisitos de diseño de la conexión. Los requisitos se establecen para promover un adecuado desempeño estructural bajo todas las condiciones de carga y para evitar congestamiento de refuerzo en la conexión. Los requisitos para condiciones de servicio son aplicables a los miembros que llegan a la conexión.

Se acepta diseñar conexiones en las cuales las articulaciones plásticas de las vigas ocurran próximas a la cara del nudo. También es permitido diseñar las vigas para que sus articulaciones se formen lejos del nudo, lo que tiene la ventaja de generar menores demandas de esfuerzos en este último.

8.5.2 Requisitos generales

8.5.2.1 Las fuerzas en las barras corrugadas no presforzadas del refuerzo longitudinal de las vigas en la cara del nudo se deberán calcular suponiendo que el esfuerzo en el refuerzo de flexión a tensión es $1.25f_y$.

8.5.2.2 Si la losa es colada monolíticamente con las vigas, se considerará que el refuerzo de la losa trabajando a tensión alojado en un ancho efectivo de patín contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante. En secciones T y L, este ancho del patín de tensión a cada lado del alma será el requerido en la tabla 3.3.2.1.

8.5.2.3 Las fuerzas en el acero de presfuerzo se calcularán considerando el esfuerzo efectivo de presfuerzo f_{se} y un esfuerzo adicional generado por distorsiones de entrepiso iguales a 1.5 veces las distorsiones aceptables de la NTC-Sismo. En vigas de concreto postensado no adherido, se aceptará calcular f_{ps} con la ec. 8.2.4.

8.5.2.3.1 Las pérdidas de presfuerzo se determinarán de acuerdo con el Capítulo 11.

8.5.2.4 El refuerzo longitudinal corrugado y no presforzado que termine en el nudo deberá extenderse hasta la cara más alejada del núcleo del nudo y deberá desarrollarse a tensión de acuerdo con 8.5.6.

8.5.2.5 Donde el refuerzo longitudinal de las vigas pase a través del nudo, éste se deberá alojar dentro del núcleo confinado de la columna o del elemento de borde, y el peralte h del nudo, paralelo al refuerzo longitudinal de la viga, será al menos el mayor de a) a d):

- a) **20 d_b** de la barra Grado 42 más gruesa
- b) **26 d_b** de la barra Grado 56 más gruesa
- c) **32 d_b** de la barra Grado 70 más gruesa
- d) **$h/2$** de cualquier viga que se conecte en el nudo y que genere fuerza cortante en el nudo como parte del SERCGFL en la dirección en consideración.

8.5.2.5.1 Si en la columna superior del nudo se cumple que $P_u/A_g f'_c \geq 0.3$ o en la estructura, los muros de concreto reforzado resisten más del 50 por ciento de la fuerza lateral total inducida por el sismo, 8.5.2.5.a puede tomarse como **15 d_b** .

8.5.2.5.2 En caso de usar barras de refuerzo longitudinal Grado 56 o Grado 70, sólo se permitirá el uso de concreto de peso normal.

8.5.2.6 El acero de presfuerzo que se termine en un nudo deberá satisfacer a) y b):

- a) El acero de presfuerzo que se termine se deberá extender a la cara más alejada de la cara del núcleo del nudo. Los dispositivos de anclaje de postensado se colocarán tal que la cara frontal de la placa de apoyo esté al menos a 2/3 veces del peralte de la viga medido desde la cara más próxima del nudo
- b) El dispositivo de anclaje deberá satisfacer 14.8.

8.5.2.7 En los planos estructurales se deberán incluir dibujos acotados y a escala de los elementos y del acero de refuerzo, presforzado o no, de las conexiones viga–columna.

Comentario:

Se requiere que la conexión sea capaz de resistir todas las fuerzas transmitidas por los miembros adyacentes, usando las combinaciones que producen la distribución de fuerzas más desfavorable en el nudo. En ellas, se recomienda incluir el efecto de cualquier excentricidad de los miembros con respecto a la conexión. Se debiera incluir las fuerzas que sean resultado de efectos dependientes del tiempo y de la temperatura.

Los requisitos de diseño de las conexiones dependen de las deformaciones de vigas y columnas para las condiciones de diseño. Se especifica que las fuerzas de los miembros adyacentes sean determinadas a partir de las resistencias probables a flexión.

Las recomendaciones de diseño se basan en suponer que las secciones críticas corresponden con las caras del nudo hacia columnas y vigas, excepto para el anclaje de barras.

Un amplio número de estudios ha demostrado que la presencia de una losa tiene un efecto significativo en el desempeño de este tipo de conexiones (ACI PRC-352R). La cantidad del refuerzo de la losa que participa como refuerzo efectivo adicional al de la viga, cuando los patines están sujetos a tensión (en el caso de momentos negativos), es una función de varios parámetros, como la distorsión impuesta, la historia de cargas, la rigidez de la viga transversal, las condiciones de borde, la relación de aspecto del tablero de la losa y la distribución del refuerzo. En ensayos de laboratorio se ha evidenciado que, ante distorsiones grandes, el refuerzo en toda la losa puede considerarse como refuerzo a tensión de la viga. Los requisitos aquí incluidos se basan en pruebas de modelos sometidos a distorsiones laterales del orden del 2 por ciento de la altura de entrepiso (French y Moehle, 1991).

La resistencia a flexión de la viga para calcular el cortante de la conexión debiera estar basado en el refuerzo longitudinal superior de la viga más el acero de la losa dentro del ancho efectivo definido.

La consideración sobre la participación de la losa es aplicable solamente al diseño de conexiones, de modo que no es aceptable para el diseño de vigas y losas, o para promover que parte del refuerzo longitudinal requerido en las vigas se coloque en la losa.

En esta versión de la Norma se ha eliminado el requisito de revisar el anclaje de barras en compresión dentro de la unión viga–columna. La razón se sustenta en observaciones de laboratorio y tras sismos en las que se ha mostrado que el comportamiento del nudo lo controlan las barras a tensión.

Ensayos de laboratorio han mostrado que las barras continuas a través del nudo pueden deslizar dentro del mismo cuando se aplican grandes momentos reversibles (ACI PRC.352R; Meinheit y Jirsa, 1977; León, 1989). El propósito de los requisitos es limitar el deslizamiento del refuerzo longitudinal de vigas y columnas en el nudo. El

límite es aproximadamente de la mitad del requerido para anclar una barra en condiciones estáticas. En conexiones construidas con los requisitos establecidos en la Norma, es de esperar deslizamiento de las barras, con su consecuente efecto en la rigidez y disipación de energía. Se ha observado que nudos con dimensiones equivalentes a 28 diámetros de barra exhiben poca o nula degradación de la adherencia. El límite se estableció tras observar que se logra mantener el mecanismo resistente a cortante en el nudo, sin degradación de resistencia, hasta distorsiones de 3 por ciento (Zhu y Jirsa, 1983).

Normalmente no se toma en cuenta el deslizamiento de las barras de refuerzo en el diseño. Si se modela la estructura para practicar análisis inelásticos, se recomienda incluir el deslizamiento.

8.5.3 Refuerzo transversal horizontal

8.5.3.1 El refuerzo transversal horizontal deberá cumplir con 8.4.5.2, 8.4.5.3, 8.4.5.4 y 8.4.5.7, con excepción de lo señalado en 8.5.3.2.

8.5.3.2 Si el nudo está confinado por cuatro vigas que llegan a él y se cumple 8.5.5.3.a y 8.5.5.3.b, se permitirá a) y b):

- a) Incrementar la separación especificada en 8.4.5.3 a 150 mm a lo largo del peralte h de la viga menos peraltada que llegue al nudo
- b) Reducir a la mitad la cuantía de refuerzo transversal horizontal requerido en 8.4.5.4.

Comentario:

Las limitaciones en tamaño y separación del refuerzo transversal horizontal tienen la intención de crear una rejilla de acero que pueda confinar el núcleo del nudo. Las grapas son necesarias para mantener la rigidez de los lados de la rejilla. La cantidad de refuerzo transversal requerido es independiente de la fuerza cortante de diseño.

Se ha demostrado experimentalmente que se pueden usar menores cuantías de refuerzo transversal horizontal en el nudo si las dimensiones transversales de los miembros que llegan a la conexión son adecuadas (ACI PRC-352R).

Estos requisitos suponen que el refuerzo transversal horizontal esté hecho de estribos cerrados y grapas con dobleces estándar de al menos 135 grados.

8.5.4 Refuerzo transversal vertical

8.5.4.1 En uniones de rodilla, cuando el signo de los momentos flexionantes de diseño se invierta a causa del sismo, se deberá suministrar refuerzo transversal vertical a lo largo de la dimensión horizontal del nudo (fig. 8.5.4.1).

8.5.4.2 La cuantía y separación del refuerzo transversal vertical deberá cumplir con lo especificado en 8.4.5.2, 8.4.5.3 y 8.4.5.4.

8.5.4.3 Se aceptará el uso de estribos abiertos en forma de U invertida y sin dobleces, siempre que la longitud de las ramas cumpla con la longitud de desarrollo de 14.4, medida a partir del eje del refuerzo longitudinal adyacente a la cara libre del nudo (fig. 8.5.4.1).

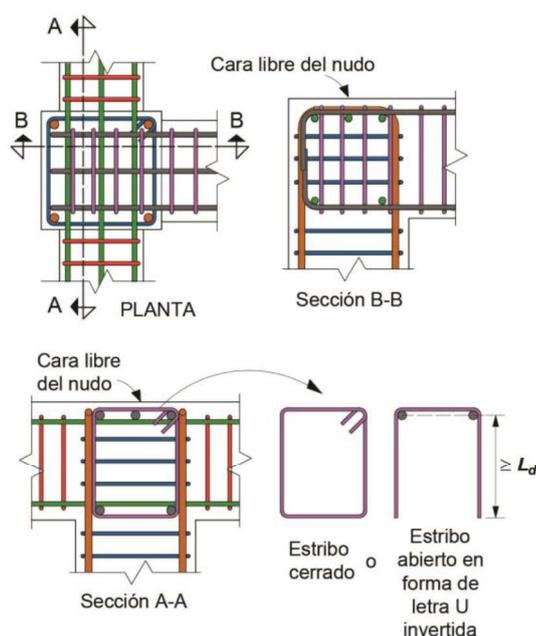


Figura 8.5.4.1 – Refuerzo transversal vertical en uniones viga-columna de rodilla

Comentario:

Ensayos en uniones de rodilla han evidenciado que el uso de refuerzo transversal vertical mejora el confinamiento del concreto del nudo, lo que retrasa el deterioro de la resistencia a cortante cuando se somete a grandes deformaciones (ACI PRC-352R). El detallado sugerido también mejora la adherencia del refuerzo longitudinal en el lecho superior de las vigas y promueve un comportamiento más estable de la rigidez del nudo. Se encontró también que extender los estribos abiertos en forma de U invertida dentro de la columna inferior no mejora el comportamiento, pero sí incrementa la congestión de refuerzo.

8.5.5 Resistencia a fuerza cortante

8.5.5.1 Se revisará la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente. La fuerza cortante en el nudo V_{uj} se calculará en el plano horizontal que conduzca al mayor valor de V_{uj}/A_j a partir de las fuerzas calculadas en la cara del nudo usando los valores de fuerzas de tensión y compresión de la viga determinadas de acuerdo con 8.5.2.1 y 8.5.2.3, según corresponda, y la fuerza cortante en la columna consistente con las resistencias probables a flexión de vigas M_{pr} .

8.5.5.2 El factor de resistencia será el establecido en 3.8.

8.5.5.3 V_{Rj} se calculará de acuerdo con la tabla 8.5.5.3 usando el factor de resistencia señalado en 8.5.5.2. Para el cálculo, se deberá clasificar al nudo según el número de caras verticales confinadas por los miembros horizontales y si la columna es continua o discontinua. Se considerará que la cara vertical está confinada si se cumplen simultáneamente a) y b) siguientes:

- La viga cubre al menos 3/4 del ancho respectivo de la columna rectangular o 2/3 del diámetro de la columna circular
- El peralte del elemento confinante (viga) es al menos 3/4 veces la altura de la viga más peraltada que llega al nudo.

La clasificación del nudo será la misma para las dos direcciones principales de diseño.

Tabla 8.5.5.3 - Resistencia de diseño a cortante de nudos de marcos de ductilidad alta

Columna	Viga en la dirección de V_{uj}	Confinamiento por vigas transversales de acuerdo con 8.5.5.3	V_{Rj}
Continua o cumple con 6.9.5.2.3	Continua o cumple con 8.5.5.3.a y 8.5.5.3.b	Confinada	$1.7F_R\sqrt{f'_c}A_j$ $(5.5F_R\sqrt{f'_c}A_j)$
		No confinada	$1.3F_R\sqrt{f'_c}A_j$ $(4.5F_R\sqrt{f'_c}A_j)$
	Otra	Confinada	$1.3F_R\sqrt{f'_c}A_j$ $(4.5F_R\sqrt{f'_c}A_j)$
		No confinada	$1.0F_R\sqrt{f'_c}A_j$ $(3.5F_R\sqrt{f'_c}A_j)$
Otra	Continua o cumple con 8.5.5.3.a y 8.5.5.3.b	Confinada	$1.3F_R\sqrt{f'_c}A_j$ $(4.5F_R\sqrt{f'_c}A_j)$
		No confinada	$1.0F_R\sqrt{f'_c}A_j$ $(3.5F_R\sqrt{f'_c}A_j)$
	Otra	Confinada	$1.0F_R\sqrt{f'_c}A_j$ $(3.5F_R\sqrt{f'_c}A_j)$
		No confinada	$0.67F_R\sqrt{f'_c}A_j$ $(2.0F_R\sqrt{f'_c}A_j)$

8.5.5.4 A_j se calculará de acuerdo con 6.9.5.2.2.

8.5.5.5 La excentricidad entre el eje de la viga y el centroide de la columna no deberá exceder $b_c/10$.

Comentario:

La Norma pide diseñar las conexiones para resistir fuerza cortante en las dos direcciones perpendiculares; sólo se puede usar una de las ecuaciones de la tabla 8.5.5.3 para revisar la resistencia a cortante. Nótese que las ecuaciones incluyen el factor de resistencia. En la fig. C8.5.5.1 se muestra un diagrama de cuerpo libre que ilustra la forma en que se determinan las fuerzas que actúan en una unión de un marco de ductilidad alta sometido a desplazamientos laterales.

La definición de una "cara confinada" es distinta de la usada en los capítulos 6 y 7. En este capítulo se define de una manera más conservadora y corresponde a la clasificación del ACI PRC-352R.

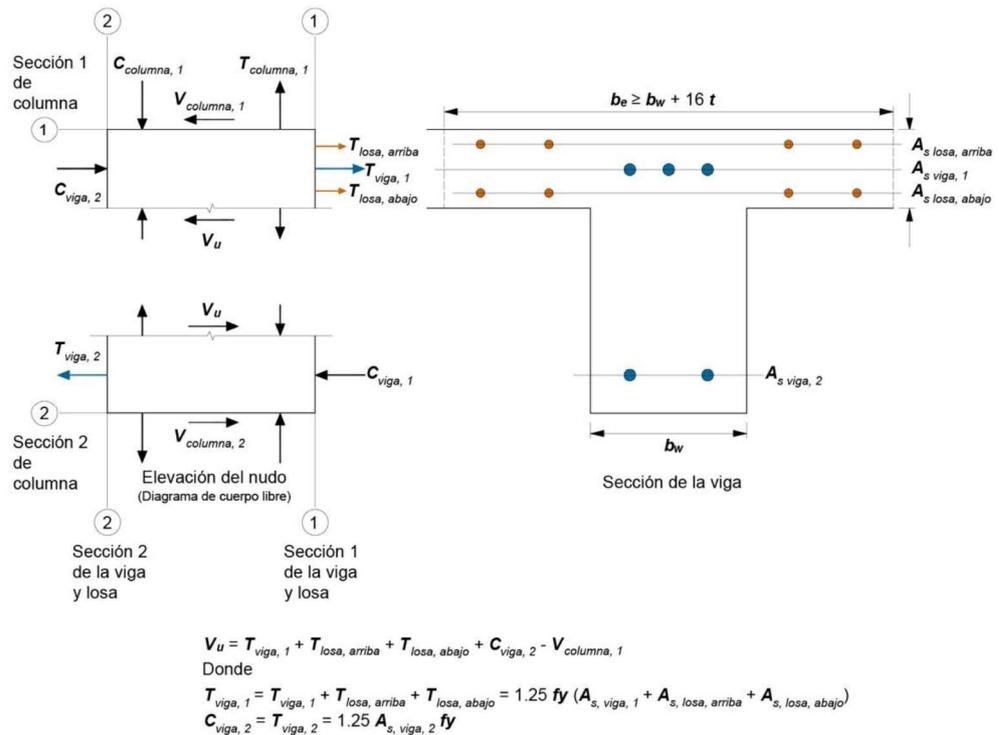


Figura C8.5.5.5.1 – Determinación de fuerzas en una unión viga-columna de un marco de ductilidad alta

Se pide evaluar la resistencia a fuerza cortante del nudo en cada dirección, de manera independiente. El procedimiento de diseño supone un diagrama de interacción elíptico para carga biaxial. Los semidiámetros de la elipse corresponden a la resistencia a fuerza cortante unidireccional. Estudios experimentales han demostrado que la relación bidireccional supuesta resulta en estimaciones conservadoras de las resistencias bidireccionales medidas (ACI PRC-352R).

El criterio de diseño implícito en las ecuaciones de la tabla 8.5.5.3 es que, durante el sismo, la unión pueda resistir las fuerzas cortantes de diseño si el concreto dentro del nudo está confinado adecuadamente (Meinheit y Jirsa, 1977). Este confinamiento se logra mediante la combinación de refuerzo transversal y miembros que confinan al nudo. Las ecuaciones de la tabla 8.5.5.3 suponen que ocurrirá agrietamiento inclinado en el nudo. Ensayos de laboratorio han mostrado que el agrietamiento inclinado inicial en nudos bien confinados ocurre a niveles de esfuerzo cortante en el nudo de 0.66 a $0.83 \sqrt{f'_c}$, en MPa (2 a $2.6 \sqrt{f'_c}$, en kg/cm²). Cuando se alcanza la resistencia nominal (sin factor de resistencia) de las ecuaciones de la tabla 8.5.5.3, las grietas son muy anchas y se aprecia deslizamiento a lo largo de las grietas en nudos sin vigas transversales. La anchura de las grietas está relacionada con la cuantía y distribución del refuerzo transversal horizontal del nudo y del refuerzo longitudinal de la columna. Las ecuaciones de la tabla 8.5.5.3 dependen del confinamiento efectivo en las caras verticales del nudo. Mientras mayor es el confinamiento, la resistencia a cortante del nudo será superior.

Cuando el eje de la viga no pasa a través del centroide de la columna, el cortante excéntrico generado puede resultar en daño en el nudo.

Las extensiones de vigas o columnas, reforzadas adecuadamente con barras longitudinales y estribos, confinan el nudo de modo que retrasan su deterioro a cortante ante deformaciones grandes (Meinheit y Jirsa, 1981).

8.5.6 Anclaje del refuerzo longitudinal a tensión

8.5.6.1 Si se terminan barras del no. 3 al no.11 con un doblez a 90 o 180 grados dentro del nudo, L_{dh} se calculará con la ec. 8.5.6.1, en lugar de usar el Capítulo 14. L_{dh} se calculará a partir del paño del núcleo confinado por refuerzo transversal. L_{dh} deberá ser al menos el mayor de $8d_b$ y 150 mm para concreto de peso normal. El doblez deberá colocarse dentro del núcleo de confinamiento de la columna o del elemento de borde, con el doblez hacia el nudo.

$$L_{dh} = \frac{f_y d_b}{(5.4 \sqrt{f'_c})}$$

(8.5.6.1)

$$\left(L_{dh} = \frac{f_y d_b}{(17 \sqrt{f'_c})} \right)$$

8.5.6.2 En caso de barras con cabeza que satisfagan 14.4.4, L_{dt} se calculará de acuerdo con 14.4.4.2, sustituyendo el esfuerzo especificado de fluencia f_y por **1.25** f_y . L_{dt} se calculará a partir del paño del núcleo confinado por refuerzo transversal.

8.5.6.3 Si se terminan barras del no. 3 al no. 11 rectas dentro del nudo, L_d será al menos el mayor de a) y b):

- a) 2.5 veces la longitud calculada en 8.5.6.1, si la capa de concreto que se coloca en un colado no excede 300 mm
- b) 3.25 veces la longitud calculada en 8.5.6.1, si la capa de concreto que se coloca en un colado excede 300 mm.

8.5.6.3.1 En el proyecto ejecutivo se señalarán las dos opciones 8.5.6.3.a y 8.5.6.3.b.

8.5.6.4 Las barras rectas que terminan en el nudo deberán pasar a través del núcleo confinado de la columna o del elemento de borde. Cualquier porción de L_d que no esté dentro del núcleo confinado deberá multiplicarse por un factor igual a 1.6.

8.5.6.5 Si se usa refuerzo cubierto con resina epoxi, las longitudes de desarrollo calculadas según 8.5.6.1, 8.5.6.2, y 8.5.6.3 y 8.5.6.4 se multiplicarán por los factores aplicables en 14.4.3.2, 14.4.4.3 y 14.4.2.5, respectivamente.

Comentario:

Durante sismos intensos, se espera la inversión del signo de momentos en las conexiones viga-columna que, a su vez, ocasionan esfuerzos reversibles en el refuerzo longitudinal de vigas, columnas y losas. Se ha observado en experimentos que el recubrimiento de concreto del refuerzo longitudinal de la columna rápidamente se desprende. Es por ello que la sección crítica para revisar el anclaje sea el plano externo del núcleo de la columna. En el caso de uniones de rodilla (en forma de L invertida) o en forma de T (es decir, donde no continúa la columna), la sección crítica para revisar el anclaje del refuerzo longitudinal de columna es el plano inferior del refuerzo longitudinal de la viga.

La ec. 8.5.6.1 fue obtenida a partir de las expresiones de 14.4.2. Se usaron coeficientes igual a 1.0 para revestimiento epoxi, 0.7 sobre recubrimiento de concreto y de 0.8 relacionado con estribos porque en este capítulo se requiere que el doblez quede ahogado en concreto confinado. La longitud de desarrollo obtenida de 14.4.2 se incrementó para considerar los efectos de las cargas reversibles, que el esfuerzo en el acero es superior al de fluencia y que la sección crítica no está en la cara del nudo.

El tramo recto de la barra con doblez debiera colocarse hacia adentro del nudo para promover el desarrollo de un puntal diagonal a compresión dentro del mismo, el cual es el principal mecanismo resistente considerado en la Norma. El refuerzo longitudinal de vigas debiera terminarse dentro del núcleo de la columna. Si se coloca por fuera, perderá el anclaje ante deformaciones laterales bajas, reduciendo la resistencia y rigidez a flexión de las vigas. Para este caso, la longitud de desarrollo de la barra se podría calcular como $L_{dm} = 1.6 L_d - 0.6 L_{dec}$, donde L_{dm} es la longitud de desarrollo de una barra que no pasa totalmente a través de un núcleo confinado, L_d es la longitud de desarrollo a tensión de acuerdo con 14.4 y L_{dec} es la longitud de desarrollo calculada para una barra en concreto confinado.

8.5.7 Conexiones viga-columna con articulaciones alejadas del nudo

8.5.7.1 Requisitos generales

8.5.7.1.1 Se aceptará diseñar y detallar las vigas, columnas y su unión de modo que las articulaciones plásticas por flexión de las vigas ante sismo, tanto a flexión positiva como negativa, se formen alejadas del paño del nudo. Las articulaciones plásticas se diseñarán para que se formen a una distancia igual a d de la viga medida desde la cara de la columna (fig. 8.5.7.1.1).

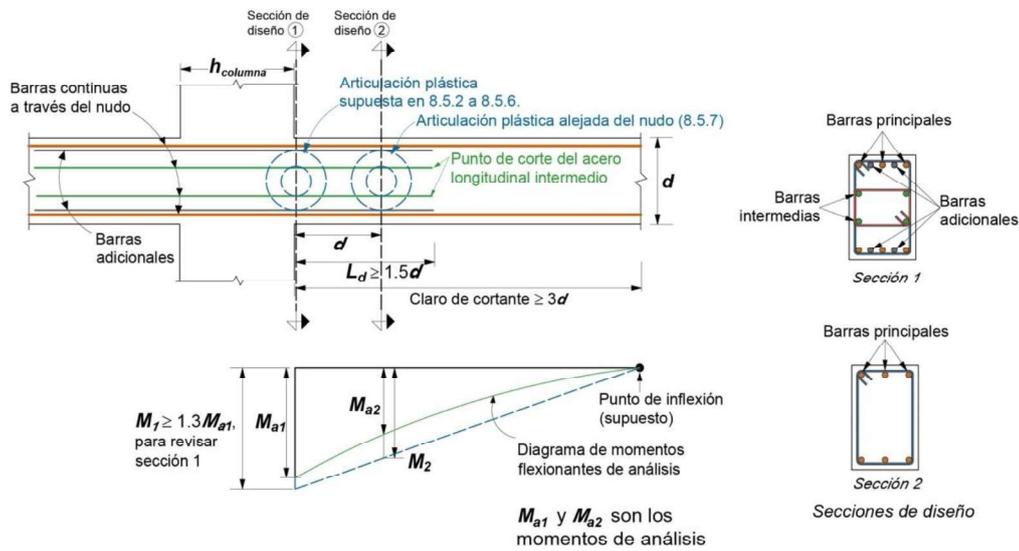


Figura 8.5.7.1.1 – Marcos de ductilidad alta con articulaciones plásticas en las vigas alejadas de la cara del nudo

8.5.7.1.2 Sólo se aceptará diseñar conexiones con articulaciones plásticas en vigas alejadas del nudo si el claro de cortante de las vigas es al menos igual a $3h$. El claro de cortante se define como la distancia entre la cara del nudo y el punto de inflexión en el diagrama de momentos flexionantes para la combinación de cargas de diseño incluido el sismo.

8.5.7.1.3 En el diseño y detallado de estas conexiones se aplicarán todos los criterios de esta Norma que no sean modificados en 8.5.7.2 a 8.5.7.5.

Comentario:

Estudios experimentales y analíticos han demostrado que es factible diseñar y construir marcos resistentes a momentos en los cuales las articulaciones plásticas de las vigas ocurran alejadas del paño del nudo (Abdel-Fattah y Wight, 1987; Al-Haddad y Wight, 1988). La principal ventaja de este sistema es que se logra un comportamiento prácticamente elástico del nudo viga-columna. Al alejar las deformaciones inelásticas a un peralte efectivo de la cara del nudo, el nudo debería ser capaz de resistir el cortante que le imponen las barras de la viga que, a su vez, no estarán sujetas a deformaciones cíclicas inelásticas.

8.5.7.2 Refuerzo longitudinal de las vigas

8.5.7.2.1 Para el diseño del refuerzo longitudinal, se deberá usar la combinación de carga con sismo que produzca el máximo momento flexionante en la viga.

8.5.7.2.1.1 En vigas de sección constante, se deberán revisar dos secciones. La Sección 1 que corresponde a la cara del nudo y la Sección 2, a una distancia igual a d de la viga.

8.5.7.2.1.2 Se revisará que la resistencia nominal a flexión de la Sección 1 sea al menos 1.3 veces el momento de diseño obtenido del análisis considerando las acciones permanentes, variables y accidentales según NTC-Criterios.

8.5.7.2.1.2.1 En adición al refuerzo longitudinal principal, calculado en 8.5.7.2.1.2, la Sección 1 se reforzará con al menos cuatro barras longitudinales dispuestas en dos lechos intermedios y que sean continuas a través del nudo (fig. 8.5.7.1.1). El área total del acero intermedio no será mayor que 0.35 veces el área principal a tensión. Las barras intermedias deberán ser del menor diámetro posible, pero no menor que no. 3, y se deberán anclar dentro de la viga, a partir de la Sección 1, en una distancia igual a L_d calculada según 14.4. En ningún caso, L_d será menor que $1.5d$.

8.5.7.2.1.2.2 Si es necesario aumentar la resistencia a flexión, se podrán adicionar barras en los lechos extremos de la Sección 1 y con longitud igual a la del acero intermedio (fig. 8.5.7.1.1).

8.5.7.2.1.3 La resistencia nominal a flexión de la Sección 2 deberá ser igual al momento de diseño calculado en el análisis en esa sección y para la misma combinación de carga que la usada en 8.5.7.2.1.2.

8.5.7.2.1.3.1 Para calcular la resistencia a flexión de la Sección 2 no se considerarán las barras intermedias ni las barras adicionales (si existen), de la Sección 1.

Comentario:

Se ha evaluado experimentalmente que, para lograr que la articulación plástica en las vigas ocurra lejos del nudo, es suficiente que el refuerzo longitudinal de la viga, en la cara de la columna, sea al menos 30 por ciento superior a la requerida por la combinación más desfavorable de acciones (Abdel-Fattah y Wight, 1987). Para tener una estimación de la resistencia, este cálculo se hace con un factor de resistencia unitario. Se ha observado que, ante cargas cíclicas reversibles, es posible que la sección de las vigas adyacente al nudo exhiba agrietamiento por cortante sensiblemente vertical. Para controlar este agrietamiento y evitar el deterioro de la resistencia y rigidez bajo ciclos de carga, se requiere colocar refuerzo adicional intermedio. Este refuerzo deberá estar anclado hacia ambos lados de la Sección 1. Hacia adentro del nudo, se recomienda hacerlo continuo; hacia la viga, es necesario que se ancle mediante una longitud suficiente para desarrollar su esfuerzo especificado de fluencia. La ocurrencia de la articulación plástica se logra cuando se iguala la resistencia del miembro con la demanda de diseño, considerando resistencias nominales (con factor de resistencia unitario).

8.5.7.3 Refuerzo transversal de las vigas

8.5.7.3.1 Se deberá suministrar refuerzo transversal sobre una distancia igual a $2h$ a lo largo de la viga, a partir de la cara del nudo, de conformidad con 8.3.4.

Comentario:

El refuerzo transversal próximo al nudo y en la zona de la articulación plástica de las vigas es el requerido para articulaciones plásticas en vigas en la Norma.

8.5.7.4 Resistencia mínima a flexión de columnas

8.5.7.4.1 Las columnas deberán cumplir con 8.4.3.1 y 8.4.3.2. En la ec. 8.4.3.2, el ancho efectivo de la losa será el indicado en 8.5.7.5.2.

Comentario:

Los marcos resistentes a momento de ductilidad alta se espera que tengan un comportamiento controlado por la formación de articulaciones plásticas en las vigas. Para lograrlo, se requiere que el cociente de las resistencias probables a flexión de columnas a vigas sea superior a 1. La Norma pide que este cociente sea al menos igual a 1.2 para promover el mecanismo de columna fuerte – viga débil. Se supone que este valor es conservador para la aplicación bidireccional de la carga.

8.5.7.5 Uniones viga–columna

8.5.7.5.1 Se aplicará lo señalado en 8.5.1 a 8.5.6 que no se vea modificado en este inciso.

8.5.7.5.2 Si la losa es colada monolíticamente con las vigas, se considerará que el refuerzo de la losa que trabaja a tensión alojado en un ancho efectivo, contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante. Este ancho del patín a tensión se podrá calcular como:

- a) En secciones T, a cada lado del alma, como: $8t (M_{a1}/M_{a2})$
- b) En secciones L, al lado del alma, como: $6t (M_{a1}/M_{a2})$.

8.5.7.5.3 Las fuerzas que intervienen en el diseño por fuerza cortante se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras de las vigas es igual a f_y .

8.5.7.5.4 Si las barras de las vigas son continuas a través del nudo, el peralte h del nudo, paralelo a las barras, deberá cumplir con $16d_b$ de la barra Grado 42 más gruesa, $20d_b$ de la barra Grado 56 más gruesa o $26d_b$ de la barra Grado 70 más gruesa de la viga.

Comentario:

Un amplio número de estudios ha demostrado que la presencia de una losa tiene un efecto significativo en el desempeño de conexiones (véase comentario de 8.4.3). Para un marco con articulaciones plásticas alejadas del nudo, se prevé que el ancho efectivo de la losa en la cara de la columna sea menor que cuando ocurren las articulaciones plásticas en la cara del nudo. Una forma aproximada de calcular este ancho efectivo reducido es tomando en cuenta las demandas de flexión en las Secciones 1 y 2.

De este modo, se requiere que la resistencia a flexión de la viga para calcular el cortante de la conexión esté basado en el refuerzo longitudinal superior de la viga más el acero de la losa dentro del ancho efectivo reducido suponiendo que el acero alcanza su esfuerzo especificado de fluencia.

La consideración sobre la participación de la losa es aplicable solamente al diseño de conexiones, de modo que no es aceptable para el diseño de vigas y losas, o para promover que parte del refuerzo longitudinal requerido en las vigas se coloque en la losa.

Puesto que no ocurrirán grandes demandas inelásticas en la cara del nudo, se ha relajado la relación $h(\text{columna})/d_b$ (barra de viga) en comparación con la requerida para conexiones con articulaciones plásticas adyacentes al nudo. La reducción de 20 por ciento es consistente con el uso de $1.0 f_y$ (y no de $1.25 f_y$) para calcular la demanda de fuerza cortante en el nudo.

8.6 Marcos resistentes a momento de ductilidad alta construidos con concreto prefabricado

8.6.1 Alcance

8.6.1.1 Esta sección se deberá aplicar en el diseño de marcos resistentes a momento de ductilidad alta construidos con concreto prefabricado que formen parte del SERCGFL.

8.6.2 General

8.6.2.1 Los marcos resistentes a momento con conexiones dúctiles construidos con concreto prefabricado deberán satisfacer a) a c):

- a) Los requisitos de 8.3 a 8.5 para marcos de ductilidad alta de concreto colocado en sitio
- b) V_R/F_R por cortante por fricción para las conexiones, calculada con 5.7 será al menos $2V_e$, donde V_e se determinará de acuerdo con 8.3.5 u 8.4.6.1, según corresponda
- c) Los dispositivos mecánicos para unir el refuerzo de vigas no se ubicarán más cerca de $h/2$ de la cara del nudo y deberán cumplir con 8.3.3.6.

8.6.2.2 Los marcos resistentes a momento con conexiones cuyas resistencias sean mayores que las de los elementos que unen (conexiones fuertes) construidos con concreto prefabricado deberán cumplir a) a e):

- a) Los requisitos de 8.3 a 8.5 para marcos de ductilidad alta de concreto colocado en sitio
- b) Lo dispuesto en 8.3.2 se aplicará en segmentos entre los lugares en que se prevé la fluencia por flexión del refuerzo longitudinal debido a los desplazamientos de diseño
- c) La resistencia de diseño de la conexión fuerte, $F_R S_n$, será al menos igual a S_e , donde S_e es la resistencia probable (a momento, carga axial o fuerza cortante) de una conexión en las zonas donde se espera la fluencia del refuerzo correspondiente con el mecanismo plástico que se forma ante deformaciones laterales en el intervalo inelástico y que considera los efectos de cargas permanentes y el sismo
- d) El refuerzo longitudinal primario será continuo a través de las conexiones y se desarrollará fuera tanto de la conexión fuerte como de la región de la articulación plástica
- e) En conexiones de columna a columna, $F_R S_n$ será al menos $1.4 S_e$, $F_R M_n$ será al menos $0.4 M_{pr}$ para la columna dentro de la altura de entepiso, y $F_R V_n$ será al menos V_e de acuerdo con 8.4.6.1.

8.6.2.3 Los marcos resistentes a momento construidos con elementos prefabricados de concreto y que no satisfagan 8.6.2.1 u 8.6.2.2 deberán cumplir a) a c):

- a) ACI CODE-374.1
- b) Los detalles y materiales utilizados en los especímenes de prueba serán representativos de aquellos por ser usados en la estructura
- c) El procedimiento de diseño utilizado en los especímenes de prueba definirá el mecanismo mediante el cual el marco resiste los efectos de las cargas gravitacionales y las fuerzas inducidas por sismo, y establecerá los valores de

aceptación consistentes con el desarrollo y conservación de dicho mecanismo. Las partes del mecanismo que se desvíen de los requisitos de esta Norma se deberán incluir en los especímenes de prueba y se deberán ensayar para determinar los límites superiores de los valores de aceptación.

Comentario:

El propósito de esta sección es producir marcos que respondan ante los desplazamientos de diseño de manera equivalente a marcos colados en sitio. Los marcos prefabricados con conexiones dúctiles se espera que desarrollen fluencia por flexión en las conexiones. El acero de refuerzo en las conexiones dúctiles se puede hacer continuo mediante dispositivos mecánicos u otra técnica que permita desarrollar, al menos, la resistencia especificada a tensión de las barras a compresión o a tensión (Kurose et al., 1991; Restrepo et al., 1995a, b). Los requisitos aplicables a los dispositivos mecánicos tienen como objetivo evitar concentraciones de deformación unitaria en longitudes cortas del refuerzo adyacentes al traslape mecánico. Los requisitos de 8.6.2.1 pretenden prevenir el deslizamiento de los elementos en las caras del nudo. Al igual que en el caso de 8.5.7, se acepta diseñar marcos prefabricados en los cuales la fluencia por flexión no ocurra en las caras del nudo. Para estos casos, V_e calculada según 8.3.5 u 8.4.6.1 puede no ser conservadora.

Los marcos prefabricados con conexiones fuertes (es decir, cuyas resistencias sean mayores que las de los elementos que unen) son diseñados para que la fluencia por flexión ocurra fuera de las conexiones. La longitud de una conexión incluye aquella del dispositivo de traslape o conexión. En la fig. C8.6.2.2 se muestran diversos ejemplos de conexiones fuertes. En su diseño se usan criterios de diseño por capacidad para asegurar que la conexión fuerte permanezca elástica tras la formación de articulaciones plásticas (véase 8.6.2.2.c). La ubicación de las conexiones fuertes se hace con el fin de evitar concentraciones de deformaciones unitarias en el acero de refuerzo que, a su vez, pueden conducir a fracturas prematuras. Una opción es evitar la adherencia de las barras de refuerzo en regiones sujetas a altos niveles de esfuerzo, lo que permite evitar las mencionadas concentraciones de deformación en las barras de refuerzo.

El documento ACI CODE-374.1 define un protocolo para establecer un procedimiento de diseño, validado mediante análisis y pruebas de laboratorio, para marcos que no cumplen con los requisitos del Capítulo 8 de esta Norma. El procedimiento de diseño del marco no debería desviarse del usado en el diseño de los especímenes de prueba. Los valores de aceptación, los materiales y los componentes de la estructura serán similares a los usados en los especímenes. Se aceptarán desviaciones si el proyectista puede demostrar que esas desviaciones no afectan negativamente el comportamiento del marco.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

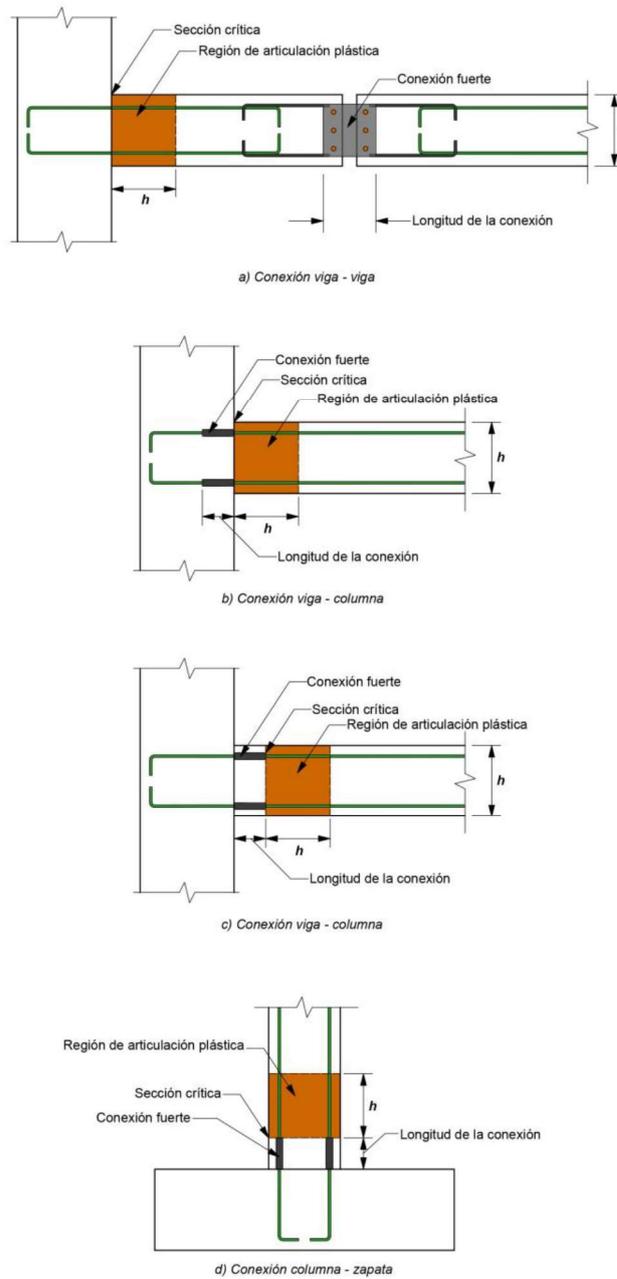


Figura C8.6.2.2 – Ejemplos de conexiones fuertes (adaptada de ACI CODE-318-19)

8.7 Muros de ductilidad alta

8.7.1 Alcance

8.7.1.1 Las disposiciones de esta sección se aplican a muros de ductilidad alta ($Q=4.0$), incluyendo a muros acoplados, vigas de acoplamiento de ductilidad alta y muros-columna que formen parte del SERCGFL (fig. 8.7.1).

8.7.1.2 En edificios con sótanos confinados por muros de concreto perimetrales de mayor rigidez que los superiores, y con losas de sótano que se comportan como diafragmas rígidos en su plano, la altura total del muro, H_m , y la altura crítica, H_{cr} , definida en 6.5.4.2.2, se medirán desde el piso de la planta baja o desde la parte superior del cajón de cimentación.

8.7.1.3 Los muros de concreto prefabricado de ductilidad alta deberán cumplir con 8.8, en adición a 8.7.

8.7.1.4 En construcciones de hasta dos niveles, no se permitirá usar muros de ductilidad alta.

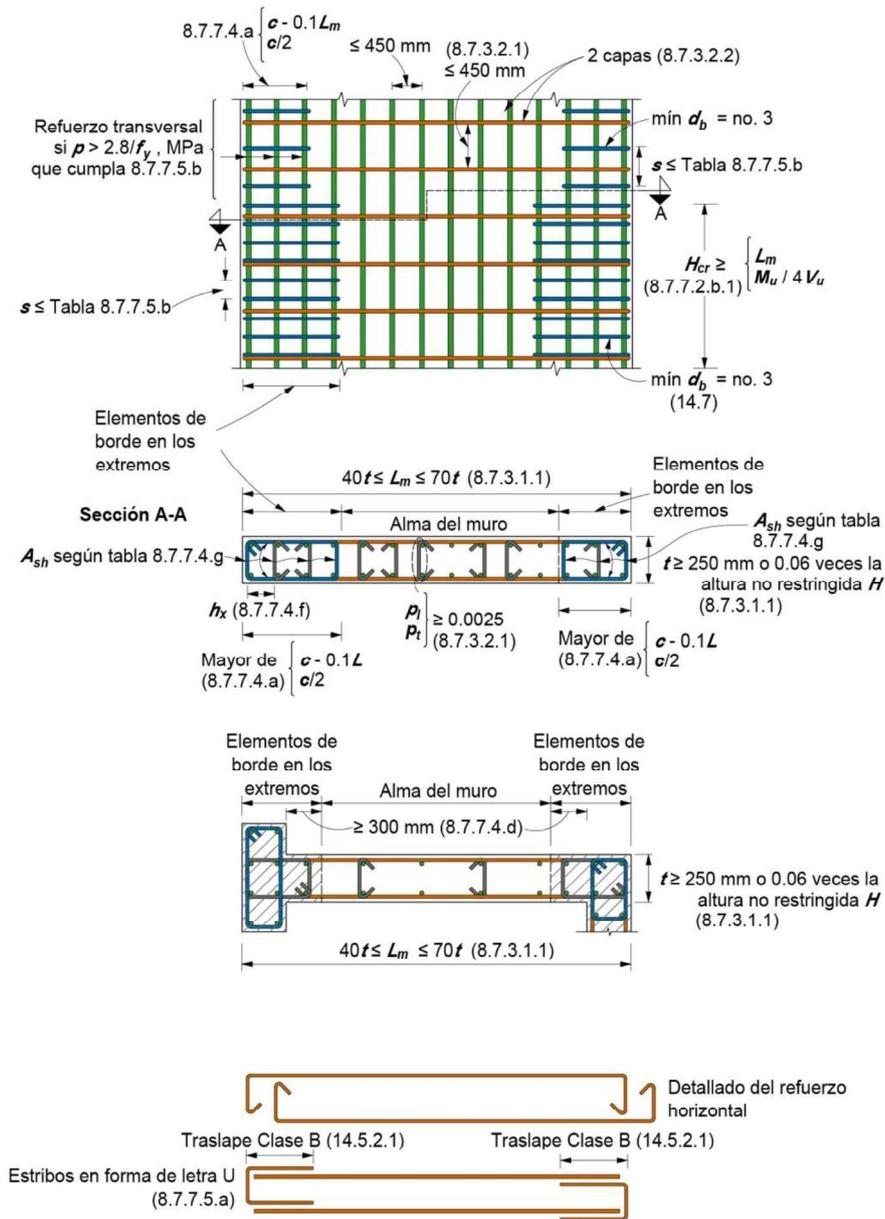


Figura 8.7.1 - Detallado de muros de ductilidad alta

Comentario:

Se espera que los muros de ductilidad alta exhiban agrietamiento y deformaciones inelásticas significativas ante las fuerzas de diseño. En la fig. 8.7.1 se resumen los principales requisitos del refuerzo de muros de ductilidad alta.

Esta Norma considera que los segmentos verticales de muros con relación H_s/L_s menor que 2.0 se diseñen como si fueran muros. En caso de segmentos con H_s/L_s mayor o igual que 2.0, es recomendable aplicar los requisitos de 8.7.9, con excepción de cuando la relación longitud del muro a espesor del muro sea mayor que 6.0. En este último caso, los segmentos de muro se diseñarían como muros. En la tabla C8.7.1 se muestran los requisitos recomendables para segmentos verticales de muros.

Tabla C8.7.1 – Requisitos de diseño recomendables para segmentos verticales de muros

Altura libre de segmento vertical de muro/longitud de segmento vertical de muro, H_m/L_m	Longitud de segmento vertical de muro/espesor de muro, L_m/t		
	$\frac{L_m}{t} \leq 2.5$	$2.5 \leq \frac{L_m}{t} \leq 6.0$	$\frac{L_m}{t} > 6.0$
$H_m/L_m < 2.0$	Muro	Muro	Muro
$H_m/L_m \geq 2.0$	Muro-columna que satisface requisitos de diseño de columnas; véase 8.7.9.1	Muro-columna que satisface requisitos de diseño de columnas o requisitos alternativos; véase 8.7.9.1	Muro

La Norma supone que las cimentaciones a base de cajones rígidos, con muros perimetrales y losas rígidas en su plano, ofrecen suficiente restricción al giro y al desplazamiento para considerar que los muros en la altura del edificio se deforman a partir del piso de la planta baja o desde la parte superior del cajón de cimentación cuando la rigidez del cajón es al menos el doble de la rigidez del primer entrepiso arriba del cajón.

8.7.2 Muros sujetos solamente a fuerza axial y flexión

8.7.2.1 Estos muros deberán dimensionarse y diseñarse con las especificaciones de 6.5.5.1.

8.7.3 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

8.7.3.1 Alcances y requisitos generales

8.7.3.1.1 Las disposiciones de este inciso se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano y que cumplan con a) a d):

- $P_u \leq 0.3A_g f_c'$
- $L_m / t \leq 70$
- $t \geq 250$ mm
- $t \geq 0.06H$.

donde L_m es la longitud horizontal del muro, t es su espesor y H es la altura no restringida lateralmente.

Si $P_u > 0.3A_g f_c'$, L_m / t deberá ser menor o igual a 40 y se aplicará lo dispuesto en 8.7.2 y 8.4. Se aceptará que $t < 0.06H$ si se realiza un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro o se les suministra restricción lateral.

8.7.3.1.2 Se evaluará la necesidad de suministrar elementos de borde en los extremos con los procedimientos de 8.7.7.

Comentario:

Si la carga vertical sobre un muro de ductilidad alta, sujeto a cargas horizontales en su plano, es mayor que el valor de la carga balanceada (considerada de manera aproximada igual a $0.3A_g f_c'$) es necesario que el muro se revise como una columna a flexocompresión de acuerdo con 8.4. En esta revisión se incluiría el análisis por pandeo del muro a fin de verificar la idoneidad de su espesor. Puesto que los muros de ductilidad alta estarán sujetos a

deformaciones cíclicas inelásticas significativas, se requiere revisar la necesidad de usar elementos de borde en los extremos de conformidad con 8.7.7.

8.7.3.2 Refuerzo del muro de ductilidad alta

8.7.3.2.1 La cuantía de acero de refuerzo, p_l y p_t será al menos igual a 0.0025. La separación entre barras verticales u horizontales no excederá 450 mm. El acero de refuerzo que contribuya a V_u será continuo y estará distribuido a lo largo del plano de cortante.

8.7.3.2.2 Se deberán colocar al menos dos capas de refuerzo si se cumple con a) o b):

- $V_u > 0.17\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ ($V_u > 0.5\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$)
- $H_m/L_m \geq 2.0$; se permitirá usar una sola capa de acero de refuerzo si $b \leq 200$ mm donde A_s dentro de la distancia c se distribuya en al menos dos capas paralelas a L_m y c se determine de acuerdo con 8.7.7.2.a.

8.7.3.2.3 El acero de refuerzo de muros deberá desarrollarse o unirse mediante traslapes de modo que alcance f_y , de acuerdo con 14.4 y 14.5, respectivamente. Adicionalmente deberá satisfacerse a) a d):

- Con excepción del extremo superior del muro, el refuerzo longitudinal deberá extenderse al menos 3.5 m arriba de la sección en la cual ya no sea requerido para resistir la flexión, pero no requiere ser extendido más de L_d arriba del siguiente piso
- En las zonas donde la fluencia del refuerzo longitudinal es probable que ocurra como resultado de los desplazamientos laterales, la longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal se calculará usando $1.25f_y$ en tensión
- No se permitirán traslapes de barras en las regiones de borde a lo largo de una altura igual a h_i por arriba e igual a L_d por debajo de la sección crítica donde la fluencia del refuerzo longitudinal es probable que ocurra como resultado de los desplazamientos laterales. El valor de h_i no excederá 6 m. Las regiones de borde incluyen a aquellas con longitudes señaladas en 8.7.7.4.a y dentro de una longitud igual al espesor del muro medido a partir de la intersección de las regiones de borde de los muros conectados
- Las uniones mediante soldaduras o dispositivos mecánicos deberán satisfacer 8.3.3.6.

8.7.3.2.4 En los muros o muros-columna con $H_{msc}/L_m \geq 2.0$ que sean continuos desde la base de la estructura hasta la punta del muro y que sean diseñados de modo de tener una sola sección crítica por flexocompresión, se deberá suministrar refuerzo longitudinal en los extremos de los elementos que satisfagan a) a c):

- La cuantía de refuerzo longitudinal dentro de una distancia de $0.15L_m$ medida desde el borde de un segmento vertical y sobre un ancho igual al espesor del muro será al menos $0.5\sqrt{f'_c}/f_y$ ($1.6\sqrt{f'_c}/f_y$)
- El refuerzo longitudinal requerido en 8.7.3.2.4.a se deberá extender arriba y debajo de la sección crítica al menos el mayor de L_m y $M_u/3V_u$
- No se terminará más del 50 por ciento del refuerzo longitudinal requerido en 8.7.3.2.4.a en cualquier sección.

8.7.3.2.5 El refuerzo de vigas de acoplamiento de ductilidad alta deberá desarrollarse para alcanzar f_y de conformidad con 14.4 y 14.5, y deberá cumplir con a) y b):

- Si las vigas de acoplamiento de ductilidad alta se refuerzan de acuerdo con 8.3.3.1, la longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal será igual a 1.25 veces el valor calculado para f_y en tensión
- Si las vigas de acoplamiento de ductilidad alta se refuerzan según 8.7.8.4, la longitud de desarrollo del refuerzo diagonal será igual a 1.25 veces el valor calculado para f_y en tensión.

Comentario:

Los requisitos mínimos del refuerzo, en especial su distribución uniforme tiene como propósito controlar el ancho de las grietas inclinadas. El requisito de dos capas de refuerzo para fuerzas cortantes de magnitud considerable se basa en la dificultad de mantener en posición una sola capa durante la construcción. La colocación de dos capas ofrece la ventaja de dar estabilidad lateral en la zona de compresión en muros esbeltos una vez que ha fluido a tensión el refuerzo vertical. Se acepta usar una sola capa en el alma de muros delgados donde toda la zona a compresión esté reforzada con dos capas.

Se requiere que el refuerzo vertical del muro se desarrolle o traslape de modo que pueda alcanzar el esfuerzo de fluencia de la barra en tensión. El corte de las barras de refuerzo vertical en muros es tal que las barras se

extiendan arriba de la sección en donde ya no son requeridas para resistir las acciones de flexión y fuerza axial. La extensión igual a L_d por arriba del piso adyacente es una manera de lograr esto. El corte de las barras ha de hacerse lejos de las secciones críticas donde se espera la fluencia del refuerzo longitudinal del muro. Asimismo, es conveniente evitar los traslapes en muros donde se anticipa la fluencia por flexión del muro, como en la base de los muros, ya que existe la posibilidad de desarrollarse deformaciones unitarias elevadas y la fractura de las barras.

Ensayos de laboratorio han mostrado que es conveniente evitar traslapes de refuerzo mediante empalme en zonas de muros donde se anticipe la fluencia por flexión, como en la base de los muros. El uso de traslapes tiende a concentrar deformaciones unitarias de magnitud elevada e, incluso, a fracturar las barras.

En la fig. C8.7.3.2.a se muestran las regiones de borde dentro de las cuales no se permiten los traslapes en la altura.

El factor 1.25 que multiplica al esfuerzo especificado de fluencia toma en cuenta que el esfuerzo real es superior al especificado y considera la influencia del endurecimiento por deformación y las cargas laterales cíclicas. Se acepta reducir la longitud de desarrollo requerida si se coloca refuerzo transversal; el acero de refuerzo transversal a bajas separaciones mejora el comportamiento de traslapes y ganchos cuando se someten a demandas inelásticas (ACI PRC-408.2R).

En esta Norma se supone que los muros o muros-columna con $H_{msc} / L_m \geq 2.0$ tendrán un modo de comportamiento controlado por la flexión en la sección crítica. En caso de que se puedan presentar más de dos secciones críticas, es prudente colocar la cuantía mínima de acero de refuerzo en los elementos de borde en esas secciones. En la fig. C8.7.3.2.b se ejemplifica la ubicación del refuerzo longitudinal requerido en 8.7.3.2.4.a en muros con distintas configuraciones.

El requisito de la cuantía mínima de refuerzo longitudinal en los bordes de los muros (punta y talón) tiene por objeto el desarrollo de grietas por flexión bien distribuidas en la zona de la articulación plástica con objeto de lograr la capacidad de deformación requerida durante sismos. Esta cuantía de refuerzo se coloca en la sección crítica donde se espera que inicie la fluencia (como lo es en la base de un muro en voladizo) y se continúa hasta una altura que evite una sección débil arriba de la zona de la articulación plástica. Una longitud igual a $M_u / 3V_u$, arriba y debajo de la sección crítica es una referencia para identificar la distancia sobre la que se espera la fluencia del refuerzo.

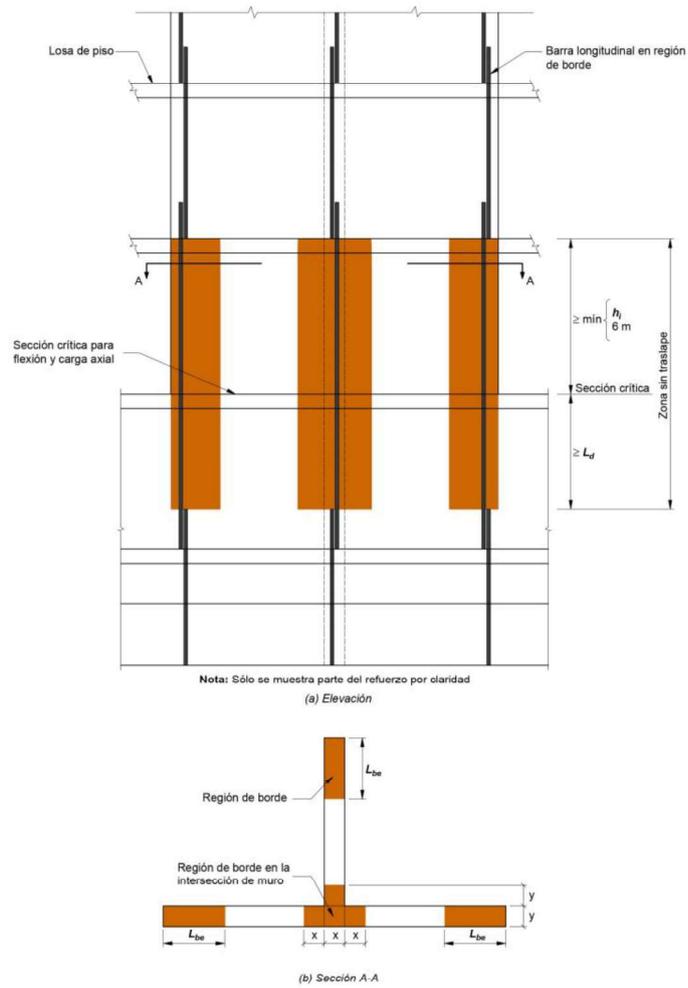


Figura C8.7.3.2.a – Regiones de borde en un muro dentro de las cuales no se permiten traslapes de barras en la altura (adaptada de ACI CODE-318-19)

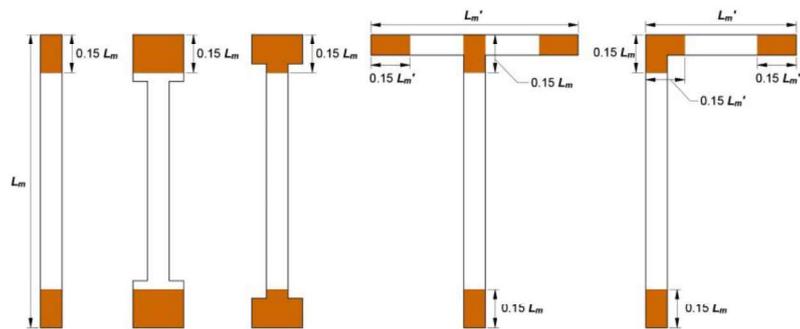


Figura C8.7.3.2.b – Ubicación del refuerzo longitudinal en el borde de muros requerido en 8.7.3.2.4.a (adaptada de ACI CODE-318-19)

8.7.4 Fuerzas de diseño

8.7.4.1 Las fuerzas cortantes de diseño de segmentos horizontales de muros, incluyendo vigas de acoplamiento, se determinarán de acuerdo con 8.7.8.

8.7.4.2 Las fuerzas cortantes de diseño de muros-columna se obtendrán como se especifica en 8.7.9.

8.7.4.3 Las fuerzas cortantes de diseño de partes de muros no cubiertas por 8.7.4.1 u 8.7.4.2 se calcularán con los requisitos de 8.7.4.3.1 a 8.7.4.3.5.

8.7.4.3.1 Si las fuerzas internas del muro se determinan mediante análisis dinámicos no lineales que satisfacen el Apéndice A, las fuerzas cortantes de diseño serán las calculadas de conformidad con el Apéndice A.

8.7.4.3.2 Si la fuerza cortante factorizada V_{ush} se determina a partir de un análisis estructural elástico, la parte de la fuerza cortante de diseño del muro debido a la componente horizontal del sismo, calculada según NTC-Sismo, se amplificará con el producto $\Omega_v \omega_v$, donde Ω_v y ω_v se definen en 8.7.4.3.3 a 8.7.4.3.5.

8.7.4.3.3 Ω_v y ω_v se calcularán de acuerdo con la tabla 8.7.4.3.3, excepto que se permitirá calcular a Ω_v como M_{pr}/M_u en la sección crítica de flexión para la combinación de cargas aplicable que incluya al sismo.

Tabla 8.7.4.3.3 – Factores Ω_v y ω_v

Condición	Ω_v	ω_v ^[1]
$H_{msc}/L_m \leq 1.0$	1.0	1.0
$1.0 < H_{msc}/L_m < 2.0$	Se permite la interpolación lineal 1.0 y 1.5	
$H_{msc}/L_m \geq 2.0$	1.5	$0.8 + 0.13 H_n^{1/3}$

^[1] H_n es la altura de la estructura desde la base hasta el nivel más alto del sistema sismorresistente, en metros.
La base de la estructura es el nivel donde se considera que se aplica el movimiento sísmico.

8.7.4.3.4 El producto $\Omega_v \omega_v$ no deberá exceder 2.0.

8.7.4.3.5 Si se cumple 8.7.4.3.4, se permitirá tomar el factor de redundancia igual a 1.0 para calcular V_{ush} .

Comentario:

Las fuerzas cortantes de diseño que se obtienen de un análisis elástico lineal (según el Capítulo 3) se incrementan por un par de factores que toman en cuenta: a) la sobrerresistencia a flexión en la(s) sección(es) crítica(s) donde se espera que fluya el refuerzo longitudinal, Ω_v y b) la amplificación dinámica por el efecto de modos superiores, ω_v . El incremento de fuerzas cortantes se ha observado en ensayos de modelos en mesa vibradora. Los factores se aplican solamente a la porción de la fuerza cortante en el muro debida a la componente horizontal del sismo V_{ush} obtenida de la NTC-Sismo. El criterio adoptado sobre el factor de redundancia es similar al procedimiento de ASCE 7. No se amplifica la demanda de fuerza cortante en muros-columna y en segmentos de muro horizontales, incluyendo vigas de acoplamiento, dado que en la Norma se usan criterios alternativos para calcular las fuerzas cortantes de diseño en 8.7.8, 8.7.9 y 3.8.2.8.1.

El factor Ω_v pretende estimar el cociente de sobrerresistencia a flexión M_{pr}/M_u , el cual depende a su vez de la carga axial en el muro, en la sección crítica. Si bien se puede calcular este cociente del análisis de la sección crítica del muro, en la tabla 8.7.4.3.3 se presenta una alternativa más sencilla. Para muros con $H_{msc}/L_m < 1.0$, se permite que $\Omega_v = 1.0$ porque muros con baja relación de aspecto tienen bajas probabilidades de desarrollar fluencia por flexión. En muros con $H_{msc}/L_m \geq 2.0$ es probable que la fluencia en la sección crítica conduzca a una

sobrerresistencia por flexión. El valor de $\Omega_v=1.5$ supone que el muro se dimensionó para resistir el momento de diseño M_u empleando un factor de resistencia $F_R=0.9$ y un esfuerzo a tensión de $1.25f_y$ para el refuerzo longitudinal ($1.25/0.9=1.39$).

El factor de amplificación ω_v es similar al factor de la norma New Zealand Standard 3101 (2006). Este factor no es importante en muros con $H_{msc}/L_m < 2.0$.

El producto de $\Omega_v \omega_v$ se limita a 2 ya que éste es el máximo valor del factor de reducción de las ordenadas espectrales por sobrerresistencia.

En caso de muros acoplados, se recomienda tratar a los muros de forma individual para calcular Ω_v y ω_v de los muros. No se requieren amplificar las fuerzas cortantes en vigas de acoplamiento.

8.7.4.2 Se permitirá redistribuir el componente debido al sismo de la fuerza cortante de diseño V_e de vigas de acoplamiento entre vigas de acoplamiento en pisos adyacentes si se cumplen a) a d):

- Las vigas de acoplamiento que compartan fuerzas redistribuidas estarán alineadas verticalmente dentro del muro de ductilidad alta
- Las vigas de acoplamiento que compartan fuerzas redistribuidas tendrán $L_n/h \geq 2$
- La máxima redistribución de V_e de cualquier viga no excederá 20 por ciento del valor determinado en el análisis
- La suma de V_R de las vigas de acoplamiento que compartan fuerzas redistribuidas será igual o mayor que la suma de V_e en esas vigas.

Comentario:

Se permite la redistribución de las demandas por sismo de fuerza cortante en vigas de acoplamiento, ya que se supone que tienen capacidad de rotación plástica significativa y que son parte del sistema primario para resistir sismo. En caso de combinaciones de carga que impliquen otras fuerzas laterales de magnitud importante sólo se permite redistribuir el componente debido al sismo. En el caso de vigas de acoplamiento diseñadas según 8.3, de conformidad con 8.7.8.1 y 8.7.8.3, es necesario mantener el equilibrio interno como resultado de la redistribución de momentos debidos a sismo en proporción de las fuerzas cortantes redistribuidas.

La redistribución de demandas en vigas de acoplamiento alineadas verticalmente ofrece ventajas económicas y simplifica el detallado. Si bien no es necesario un alineamiento preciso, mientras más similares sean las rigideces de las vigas, la redistribución de demandas será más predecible y uniforme. Por el contrario, la presencia de una o más vigas de acoplamiento o segmentos de muro horizontales mucho más peraltados que el resto, inhibe la redistribución y, por tanto, conviene evitarlos.

La redistribución de demandas en vigas de acoplamiento depende de las rotaciones inelásticas en los extremos de las vigas. Puesto que vigas de acoplamiento alineadas verticalmente y próximas entre sí tienen mayores probabilidades de experimentar rotaciones inelásticas de magnitudes similares, es conveniente considerar la redistribución en vigas con una razonable proximidad entre sí.

8.7.5 Resistencia a fuerza cortante

8.7.5.1 La resistencia de diseño a fuerza cortante V_R se calculará según la ec. 8.7.5.1 como:

$$V_R = F_R (\alpha_c \sqrt{f'_c} + p_t f_{yt}) A_{cv} \quad (8.7.5.1)$$

donde

$$\alpha_c = 0.25, \text{ en MPa } (\alpha_c = 0.80, \text{ en kg/cm}^2) \text{ si } H_m / L_m \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.17, \text{ en MPa } (\alpha_c = 0.53, \text{ en kg/cm}^2) \text{ si } H_m / L_m \geq 2.0$$

Se permitirá interpolar linealmente el valor de α_c requerido arriba si $1.5 < H_m/L_m < 2.0$.

8.7.5.2 En el caso de segmentos de muro, el valor de H_m/L_m para calcular V_R según 8.7.5.1 deberá ser el mayor de los cocientes H_m/L_m para el muro entero y para el segmento del muro en consideración.

8.7.5.3 Se deberá suministrar refuerzo por cortante distribuido y en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si $H_m/L_m \leq 2.0$, p_t deberá ser al menos igual a p_r .

8.7.5.4 En segmentos verticales de muros que resistan una fuerza lateral en común, V_R no deberá exceder $F_R 0.66\sqrt{f'_c A_{cv}}$ ($F_R 2.12\sqrt{f'_c A_{cv}}$). Para cualquier segmento vertical del muro, V_n no deberá exceder $F_R 0.83\sqrt{f'_c A_{cm}}$ ($F_R 2.65\sqrt{f'_c A_{cm}}$), donde A_{cm} es el área de la sección de concreto del segmento vertical del muro considerado en lo individual.

8.7.5.5 En segmentos horizontales de muros y en vigas de acoplamiento de ductilidad alta, V_R no excederá $F_R 0.83\sqrt{f'_c A_{cm}}$ ($F_R 2.65\sqrt{f'_c A_{cm}}$), donde A_{cm} es el área de la sección de concreto de segmento horizontal o de la viga de acoplamiento de ductilidad alta.

8.7.5.6 Los requisitos de 3.8.2.8.1 no serán aplicables a muros donde $\Omega_v \geq 1.5$.

8.7.5.7 Los límites de 5.5.2.4 no se aplicarán en el diseño de muros de acuerdo con 8.7.5.

Comentario:

La ec. 8.7.5.1 reconoce que muros con una alta relación fuerza cortante/momento tienen mayor resistencia a cortante (Hirosawa, 1977; Barda et al., 1977). La resistencia nominal a fuerza cortante depende del área gruesa del muro de concreto que resiste cortante.

Un segmento vertical de muro se refiere a la parte de un muro limitada horizontalmente por aberturas o por una abertura y un borde. Para un muro aislado o un segmento vertical de muro, p_t se refiere al refuerzo horizontal y p_v se refiere al refuerzo vertical. Un segmento horizontal de muro está limitado por dos aberturas alineadas verticalmente. Un segmento horizontal es un segmento vertical girado 90 grados. Para este caso, p_t se refiere al refuerzo vertical y p_v se refiere al refuerzo horizontal.

La revisión de 8.7.5.2 es para evitar que a algún segmento se le asigne una resistencia, por unidad de área, mayor que la del muro entero. Sin embargo, si el segmento tiene un cociente H_m/L_m mayor que el del muro entero, se establece usar este cociente para suministrar la resistencia a cortante.

Se requiere que el refuerzo horizontal y longitudinal se coloque de manera uniforme y a la menor separación posible en el muro para controlar el agrietamiento. En el cálculo de estos refuerzos no se incluye el acero de refuerzo colocado en los bordes del muro para resistir las demandas de flexión.

Los límites en el esfuerzo resistente de muros o segmentos de muros (8.7.5.4) se establecieron para reconocer y limitar una redistribución de fuerzas cortante entre ellos.

Los requisitos de 3.8.2.8.1 no aplican porque las fuerzas cortantes de diseño se han amplificado para tomar en cuenta la sobrerresistencia por flexión.

8.7.6 Diseño por momento y fuerza axial

8.7.6.1 Los muros y porciones de muro sujetos a combinaciones de momentos flexionantes y fuerzas axiales serán diseñados según lo establecido en 5.3.

8.7.6.2 A menos que se realice un análisis detallado, los anchos efectivos de los patines se extenderán desde la cara del alma del muro a una distancia igual a la menor de la mitad de la distancia al alma del muro adyacente y 25 por ciento de la altura total del muro arriba de la sección en consideración.

Comentario:

La resistencia a flexión de un muro o de un segmento de muro se determina de acuerdo con los procedimientos usados para columnas. En el cálculo se considera el efecto de la carga axial y las fuerzas laterales, y se incluye el refuerzo concentrado en los elementos de borde y distribuido en los patines y almas, suponiendo compatibilidad de deformaciones. La cimentación se revisa de modo que resista las fuerzas del extremo y del alma del muro. Es necesario considerar el efecto de las aberturas en las resistencias a flexión y cortante, de modo que se verifique que se pueda desarrollar una trayectoria de fuerzas alrededor de la abertura o aberturas. El Capítulo 10 de esta Norma se puede usar para este análisis.

La influencia de los patines de muros con distintas configuraciones en el comportamiento ante cargas laterales es relevante. El ancho efectivo de los patines aumenta con mayores distorsiones, especialmente en el patín a tensión (Wallace, 1996). El valor del ancho efectivo del patín a compresión tiene un menor impacto en la resistencia y la capacidad a deformación. Para simplificar el diseño, se propone un valor único del ancho efectivo, tanto a tensión como a compresión.

8.7.7 Elementos de borde en muros de ductilidad alta

8.7.7.1 Se evaluará la necesidad de suministrar elementos de borde en las orillas de muros de conformidad con lo dispuesto en 8.7.7.2 u 8.7.7.3. Los elementos de borde deberán satisfacer 8.7.7.4 y 8.7.7.5. En muros con patines se usará un ancho efectivo del patín igual al definido en 8.7.6.2.

8.7.7.2 Muros o muros-columna con $H_{msc}/L_m \geq 2.0$ que sean continuos desde la base de la estructura hasta la punta del muro y que sean diseñados para tener una sección crítica por flexión y fuerza axial deberán satisfacer a) y b):

- a) Las zonas de compresión se deberán reforzar con elementos de borde si se cumple con la ec. 8.7.7.2.a:

$$\frac{1.5\delta_u}{H_{msc}} \geq \frac{L_m}{600c} \quad (8.7.7.2.a)$$

donde c es la mayor profundidad del eje neutro para la combinación de carga axial factorizada y la resistencia nominal a momento consistente con la dirección del desplazamiento de diseño δ_u . El cociente δ_u/H_{msc} no deberá tomarse menor que 0.005. En caso de sismo, δ_u será el determinado para el sismo de diseño de la NTC-Sismo, considerando Q y R_r

- b) Si se requieren elementos de borde según 8.7.7.2.a, se deberá satisfacer 1) y 2) o 3)
- 1) El refuerzo transversal del elemento de borde se extenderá verticalmente arriba y debajo de la sección crítica al menos el mayor de L_m y $M_u/4V_u$, con excepción de lo permitido en 8.7.7.4.i
 - 2) $b \geq \sqrt{\frac{L_m c}{40}}$
 - 3) $\delta_c/H_{msc} \geq 1.5\delta_u/H_{msc}$.

Donde

$$\frac{\delta_c}{H_{msc}} = \frac{1}{100} \left(4 - \frac{1}{50} \frac{L_m c}{b} - \frac{V_u}{0.66 \sqrt{f'_c} A_{cv}} \right) \quad (8.7.7.2.b)$$

$$\left(\frac{\delta_c}{H_{msc}} = \frac{1}{100} \left(4 - \frac{1}{50} \frac{L_m c}{b} - \frac{V_u}{2.1 \sqrt{f'_c} A_{cv}} \right) \right)$$

El valor de δ_c/H_{msc} en la ec. 8.7.7.2.b no deberá tomarse menor que 0.015.

8.7.7.3 Los muros no diseñados de acuerdo con 8.7.7.2 deberán contar con elementos de borde en los extremos de los muros y alrededor de aberturas de los muros donde el esfuerzo máximo en la fibra extrema a compresión exceda $0.2f'_c$ para las combinaciones de carga que incluyan el efecto del sismo, de acuerdo con NTC-Criterios. Se permitirá discontinuar el elemento de borde donde el esfuerzo a compresión calculado sea menor que $0.15f'_c$. Los esfuerzos se calcularán para cargas factorizadas usando un modelo elástico-lineal y propiedades de la sección bruta. En el caso de los muros con patines, se usará el ancho efectivo establecido en 8.7.6.2.

8.7.7.4 Si se requieren elementos de borde según 8.7.7.2 u 8.7.7.3, se deberán satisfacer a) a 1):

- a) El elemento de borde se extenderá horizontalmente en una distancia a partir de la fibra extrema en compresión al menos igual al mayor de $c-0.1L_m$ y $c/2$, donde c es la mayor profundidad del eje neutro calculada para la carga axial factorizada y la resistencia nominal a momento consistente con δ_u
- b) El ancho de la zona a compresión b sobre la longitud horizontal calculada con 8.7.7.4.a, incluyendo el patín si existe, será por lo menos igual a $H/16$, donde H es la altura libre no soportada del muro
- c) En muros o muros-columna en los que la relación $H_m/L_m \geq 2.0$, que sean continuos desde su base hasta su extremo superior, que se diseñen para tener una sola sección crítica a flexocompresión y con una relación $c/L_m \geq 3/8$, el ancho de la zona de flexión en compresión b en la longitud calculada según 8.7.7.4.a deberá ser por lo menos 300 mm

- d) En muros con patines, el elemento de borde deberá incluir el ancho efectivo del patín en compresión y deberá extenderse por lo menos 300 mm dentro del alma
- e) El refuerzo transversal del elemento de borde deberá satisfacer 8.4.5.2.a a 8.4.5.2.d y la separación vertical no deberá exceder 1/3 de la menor dimensión del elemento de borde, los límites dados en 8.4.5.3.e y los valores de la tabla 8.7.7.5.b
- f) La separación horizontal h_x entre barras longitudinales soportadas lateralmente alrededor del perímetro del elemento de borde no exceda el menor de 350 mm y $2b/3$. El soporte lateral se proveerá mediante un dobléz estándar de una grapa de al menos 135 grados o la esquina de un estribo. En la dirección paralela a la longitud del muro, L_m , la relación de aspecto de los estribos no excederá dos y los estribos adyacentes se sobrepondrán al menos el menor de 150 mm y $2b/3$, a menos que se satisfaga 1) o 2):
 - 1) $b \geq \sqrt{\frac{L_m c}{40}}$ y $\delta_u/H_{msc} \leq 0.012$
 - 2) Existe un patín perpendicular al elemento de borde evaluado, a uno o ambos lados del muro, con un ancho total del patín al menos de b_w y un espesor t al menos igual a $b_w/2$
- g) La cuantía de refuerzo transversal se calculará según la tabla 8.7.7.4.g

Tabla 8.7.7.4.g – Refuerzo transversal en elementos de borde

Refuerzo transversal	Ecuación aplicable		
A_{sh}/sb_c para estribos rectangulares	El mayor de:	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	b)
p_s para refuerzo helicoidal o estribos circulares	El mayor de:	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	d)

- h) El concreto en el sistema de piso en la ubicación del elemento de borde tendrá una resistencia especificada a la compresión al menos igual a 0.7 veces f'_c del muro
- i) Si δ_c calculado con la ec. 8.7.7.2.b es menor que $2\delta_u$ obtenida de la ec. 8.7.7.2.a, sobre la distancia calculada con 8.7.7.2.b, el refuerzo vertical del alma estará soportado lateralmente arriba y abajo de la sección crítica mediante una esquina de un estribo o por una grapa con un dobléz estándar de al menos 135 grados. La separación vertical del refuerzo transversal no deberá exceder 300 mm y deberá tener un diámetro que cumpla con 14.7.3.3
- j) Si la sección crítica ocurre en la base del muro, el refuerzo transversal del elemento de borde en la base del muro se extenderá dentro del apoyo al menos L_d , de acuerdo con 8.7.3.2.3, de la barra longitudinal más gruesa en el elemento de borde. Si el elemento de borde termina en una zapata, una losa de cimentación o un dado de pilote, el refuerzo transversal se deberá extender al menos 300 mm dentro de la zapata, losa de cimentación o dado
- k) El refuerzo horizontal del alma del muro deberá extenderse una distancia de 150 mm dentro del extremo del muro. El refuerzo deberá anclarse para desarrollar f_y dentro del núcleo confinado del elemento de borde empleando dobleces estándar o barras con cabeza. Se permitirá terminar el refuerzo horizontal del alma sin dobléz o sin cabeza si la longitud del elemento de borde es suficiente para desarrollar el refuerzo horizontal, y el valor de $A_s f_y / s$ del refuerzo horizontal no excede $A_s f_{yt} / s$ del refuerzo transversal del elemento de borde paralelo al refuerzo horizontal
- l) En muros o muros-columna con $H_m/L_m \geq 2.0$, los traslapes de las barras de refuerzo horizontal dentro del alma del muro deberán confinarse con refuerzo transversal si V_e , calculada con la ec. 8.7.4.1, es mayor que $0.33 \sqrt{f'_c} A_{cv}$ ($1.0 \sqrt{f'_c} A_{cv}$). El refuerzo transversal consistirá en estribos o grapas con una separación vertical que no exceda 300 mm y con un diámetro que cumpla con 14.7.3.3.

8.7.7.5 En donde no se requieran elementos de borde según 8.7.7.2 u 8.7.7.3, se deberán satisfacer a) a c):

- a) Con excepción de donde V_u sea menor que $0.083\sqrt{f'_c}A_{cv}$ ($0.27\sqrt{f'_c}A_{cv}$) en el plano del muro, el refuerzo horizontal que termine en las orillas de los muros sin elementos de borde deberá proporcionarse con dobleces estándar que abracen el refuerzo vertical en las orillas. Se aceptará que el refuerzo en la orilla esté rodeado por estribos en forma de U que tengan el mismo diámetro y separación que el refuerzo horizontal con el cual serán traslapados
- b) Si la cuantía máxima de refuerzo longitudinal en la orilla del muro excede $2.8/f_y$ ($28/f_y$), el refuerzo transversal en la orilla deberá cumplir con 8.4.5.2.a a 8.4.5.2.e colocado en una distancia calculada con 8.7.7.4.a. La separación vertical del refuerzo transversal en la orilla del muro se determinará según la tabla 8.7.7.5.b

Tabla 8.7.7.5.b – Separación vertical máxima del refuerzo transversal en las orillas de un muro

Grado de la barra de refuerzo primario a flexión	Refuerzo transversal requerido	Separación vertical máxima del refuerzo transversal ^[1]	
		El menor de:	
42	Dentro del mayor de L_m y $M_u/4V_u$ por arriba y por debajo de las secciones críticas ^[2]	El menor de:	$6d_b$
	150 mm		
Otras ubicaciones		El menor de:	$8d_b$
			200 mm
56	Dentro del mayor de L_m y $M_u/4V_u$ por arriba y por debajo de las secciones críticas ^[2]	El menor de:	$5d_b$
	150 mm		
Otras ubicaciones		El menor de:	$6d_b$
			150 mm
70	Dentro del mayor de L_m y $M_u/4V_u$ por arriba y por debajo de las secciones críticas ^[2]	El menor de:	$4d_b$
	150 mm		
Otras ubicaciones		El menor de:	$6d_b$
			150 mm

Nota:

^[1] En esta tabla, d_b es el diámetro de la barra más delgada del refuerzo longitudinal primario de flexión

^[2] La sección crítica se define como el lugar donde es probable que ocurra la fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales

- c) En las esquinas donde se interseca el alma y el patín del muro, el refuerzo transversal se deberá extender dentro del alma del muro y del patín al menos una distancia igual al espesor del patín. El refuerzo transversal deberá satisfacer 8.4.5.2.a a 8.4.5.2.e. La separación vertical del refuerzo transversal deberá cumplir con lo señalado en la tabla 8.7.7.5.b.

Comentario:

En este inciso se supone que la respuesta de un muro dependerá de fluencia por flexión del muro en la sección crítica y que el muro se diseña y detalla tal que la sección crítica se presente donde se estableció. El propósito de los elementos de borde en los extremos del muro es mejorar la capacidad resistente y de deformación de muros sujetos a fuerzas cíclicas que causen deformaciones inelásticas en el muro, como aquellas inducidas por los sismos. Los elementos de borde en los extremos consisten en agrupar refuerzo vertical para incrementar la capacidad a flexión. Los elementos de borde están reforzados con barras transversales en forma de estribos cerrados y grapas para restringir el pandeo del refuerzo vertical y para confinar el concreto cuando el extremo esté sujeto a compresión cíclica. Para reducir la posibilidad de pandeo, se coloca refuerzo transversal a bajas separaciones.

El enfoque de diseño supone que se requieren elementos de borde para confinar el concreto donde la deformación unitaria en la fibra extrema a compresión excede el valor crítico cuando el muro alcance un desplazamiento igual a 1.5 veces el desplazamiento de diseño (Moehle, 1992; Wallace y Orakcal, 2002). El desplazamiento se mide en la punta del muro y la altura del muro es la altura medida a partir de la sección crítica. El límite inferior de 0.005 es para lograr una moderada capacidad de deformación en edificios rígidos.

La profundidad del eje neutro c es la correspondiente al desarrollo de la resistencia a flexión ante un desplazamiento δ_u . La carga axial es la carga factorizada consistente con la combinación de carga que produce el desplazamiento de diseño δ_u .

La ec. 8.7.7.2.b se basa en la capacidad de distorsión en la punta del muro para una reducción del 20 por ciento de la resistencia lateral (Abdullah y Wallace, 2019). Si el ancho b varía a lo largo de c , se recomienda usar un valor promedio o representativo. Por ejemplo, en un muro con patín, conviene usar el ancho efectivo del patín señalado en 8.7.6.2, a menos que c penetre en el alma. En este caso, es recomendable usar un promedio pesado. Si la capacidad de distorsión es menor que la demanda de distorsión, se tendrían que hacer ajustes al diseño en la demanda y/o capacidad tal que la capacidad exceda la demanda de distorsión para cada muro del edificio en estudio.

En los muros diseñados según 8.7.7.3, se requiere que el concreto se confine donde el esfuerzo de compresión calculado exceda el valor nominal de $0.2f'_c$, el cual deberá ser considerado como un índice que no necesariamente describe el estado real de esfuerzos.

La dimensión horizontal del elemento de borde se extiende al menos hasta una longitud donde la deformación unitaria a compresión excede el valor crítico. El límite en la esbeltez del elemento de borde es para evitar fallas por inestabilidad de elementos de borde esbeltos (Wallace, 2012).

El valor de $c/L_m \geq 3/8$ se usa para definir la sección crítica de un muro que no es controlada por tensión, según 3.8.2.2. El espesor mínimo de 300 mm se establece para reducir la posibilidad de inestabilidad lateral de la zona a compresión después del desprendimiento de recubrimiento de concreto.

En caso donde se prevea que los patines estén sujetos a esfuerzos elevados, se recomienda que el elemento de borde, y su refuerzo transversal, se extiendan dentro del alma.

El refuerzo transversal requerido en elementos de borde se basa en los requisitos para columnas. En muros con sección rectangular, $A_g = L_b c$ y $A_{ch} = b_e l$, donde las dimensiones se definen en la fig. C8.7.7.d, se supone que es factible que pueda aplastarse el concreto de las caras expuestas del elemento de borde.

La configuración y dimensiones propuestas en la fig. C8.7.7.a se basan en estudios experimentales en los cuales se ha demostrado la conveniencia de usar grapas con dobleces estándar de al menos 135 grados y que los estribos sobrepuestos son más efectivos que las grapas para restringir el pandeo de barras y confinar el concreto en la orilla de un muro si la relación de aspecto del estribo (b_{e1}/b_{e2}) no excede dos (Segura y Wallace, 2018; Arteta, 2015). Si el desplazamiento lateral calculado es bajo en comparación con la capacidad de desplazamiento, no es necesario colocar estribos sobrepuestos, puesto que el daño en el elemento de borde es poco probable. La ecuación en 8.7.7.4.f.1 se derivó suponiendo una capacidad de distorsión de 2.2 por ciento.

Fallas por inestabilidad fuera de plano pueden ocurrir en las orillas de muros rectangulares con zonas a compresión profundas y esbeltas, donde (c/b) (L_m/b) es mayor que 40, aproximadamente, o en la orilla de un muro opuesta al patín en muros en forma de T, C o L (Abdullah y Wallace, 2020). En la intersección del alma con el patín, no se requiere el uso de estribos sobrepuestos, ni en el alma ni en el patín, ya que el patín restringe lateralmente al alma del muro que resiste la demanda de cortante sísmico. En el caso de esquinas donde el alma y patín se intersecan, es poco probable que se requiera un elemento de borde; se recomienda usar el detalle ilustrado en la fig. C8.7.7.b.

También con base en evidencia obtenida en pruebas de laboratorio, se mantienen los requisitos de colocar grapas que abarquen el refuerzo longitudinal del alma. Este refuerzo tiene como objetivo confinar el concreto del alma, en especial en la zona de la articulación plástica, y restringir el pandeo del refuerzo longitudinal. Además, la colocación de estas grapas toma en cuenta el aumento de la profundidad del eje neutro debido a la compresión diagonal por corte y las incertidumbres en la carga axial. En la fig. C8.7.7.c se resumen los requisitos para extender en sentido vertical el acero de refuerzo de los elementos de borde.

El refuerzo horizontal en un muro con baja relación cortante/momento resiste la fuerza cortante mediante trabajo de armadura, de modo que las barras horizontales actúan como los estribos de una viga. Por tanto, para alcanzar su capacidad de fluencia, las barras tienen que desarrollarse dentro del núcleo confinado del elemento de borde y extenderse lo más posible cerca de la orilla del muro, respetando el recubrimiento y la separación de otro refuerzo. El requisito que el refuerzo horizontal del alma se ancle dentro del núcleo confinado del elemento de borde y se extienda 150 mm a partir del borde del muro se aplica a barras horizontales rectas, dobladas con ganchos o con cabeza (fig. C8.7.7.d).

Cuando no se requieran elementos de borde (8.7.7.5), se requiere colocar refuerzo transversal a bajas separaciones para inhibir el pandeo del refuerzo longitudinal, aun cuando estos muros no estén sujetos a las deformaciones inelásticas de los muros diseñados según 8.7.7.4. La cuantía de refuerzo longitudinal sólo incluye el refuerzo en la orilla del muro, como se señala en la fig. C8.7.7.e. Los requisitos de 8.7.7.5 aplican a toda la altura del muro y se muestran en la fig. C8.7.7.c para los casos donde se requieren elementos de borde.

El refuerzo horizontal se remata con dobleces estándar de modo de anclar el refuerzo para que sea efectivo para resistir fuerza cortante y para prevenir el pandeo del refuerzo vertical en la orilla. Como se señala en 8.7.7.5.a, en esta versión de la Norma se acepta traslapar el refuerzo horizontal del muro con las ramas de estribos en forma de U, tal que la rama perpendicular al espesor del muro rodee el refuerzo vertical.

La Norma requiere el suministro de refuerzo transversal en las esquinas de intersección del alma y patín del muro para tomar en cuenta posibles demandas de deformación significativas, a compresión o tensión, debido a cargas biaxiales (fig. C8.7.7.f).

En la tabla 8.7.7.5.b se especifican las separaciones de estribos si se utilizan barras longitudinales de grado distinto al 42.

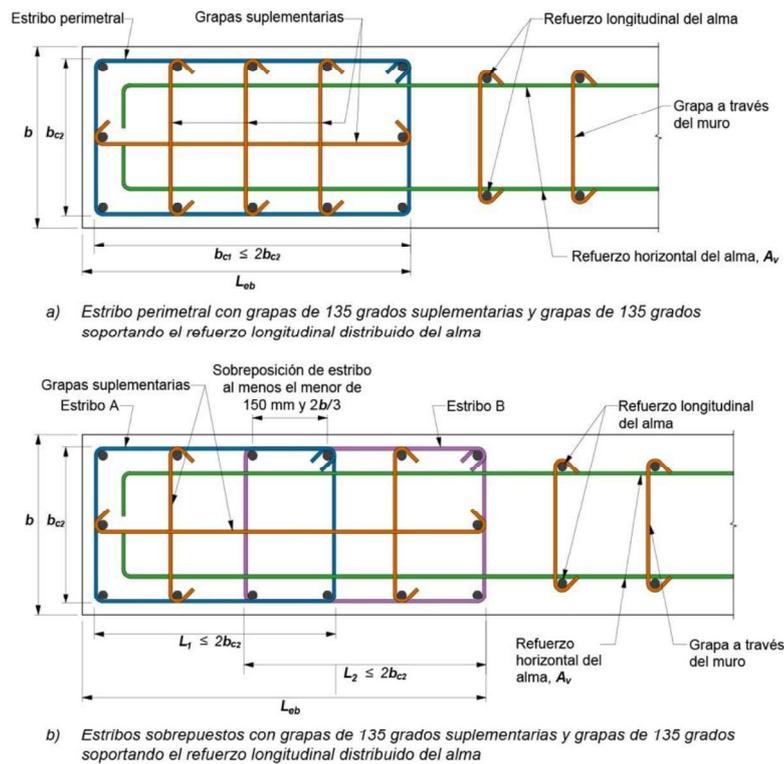


Figura C8.7.7.a – Configuración del refuerzo transversal en elementos de borde y de grapas en el alma de un muro de ductilidad alta (adaptada de ACI CODE-318-19)

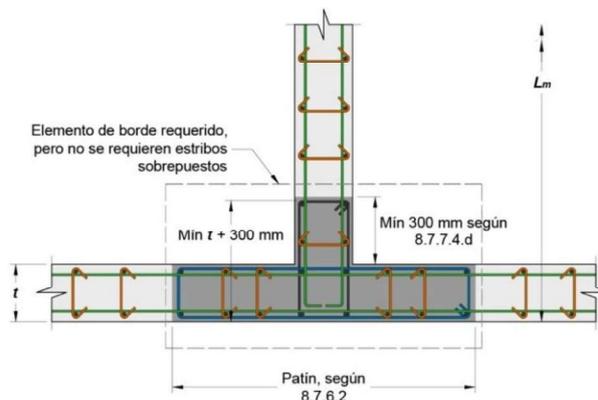
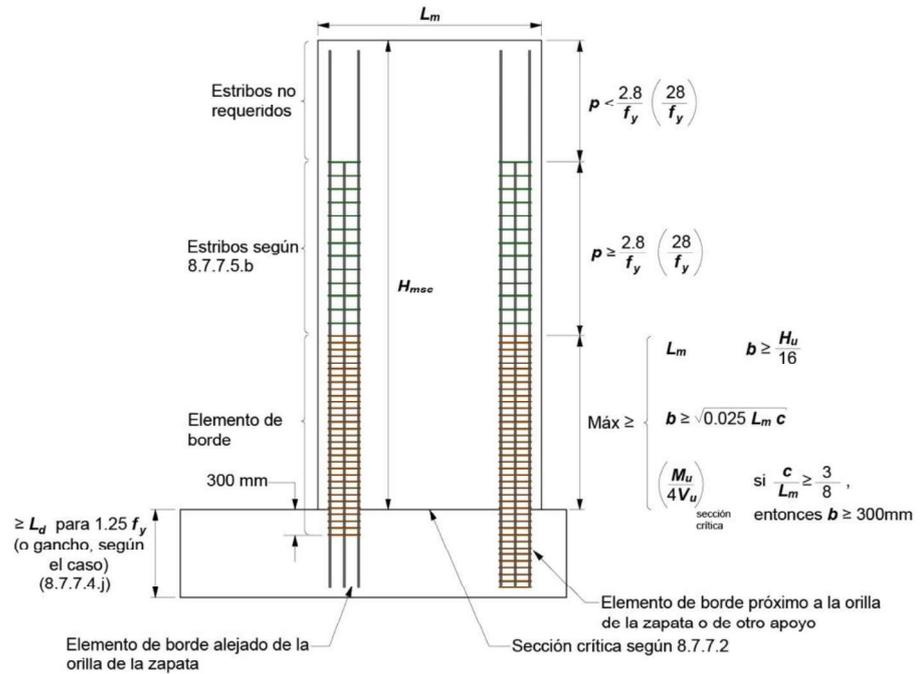
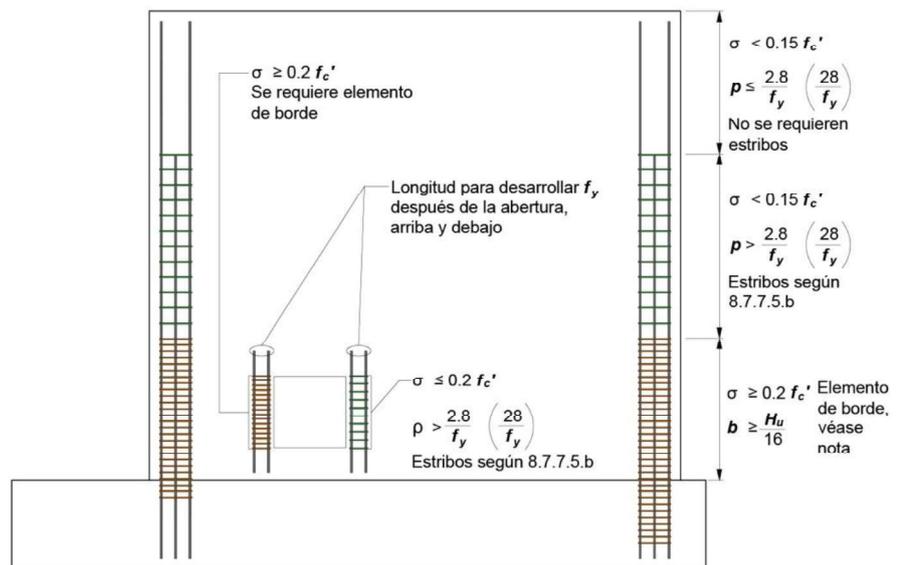


Figura C8.7.7.b – Ejemplo de configuración del refuerzo transversal en elemento de borde de muro de ductilidad alta con patines



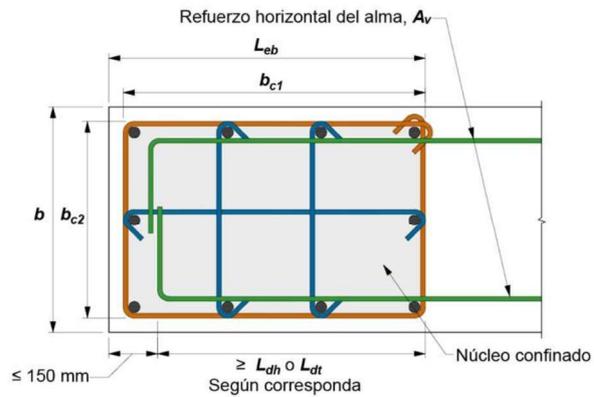
a) Muro con $H_m / L_m \geq 2.0$ y una sola sección controlada por flexión y carga axial diseñado usando 8.7.7.2, 8.7.7.4. y 8.7.7.5.



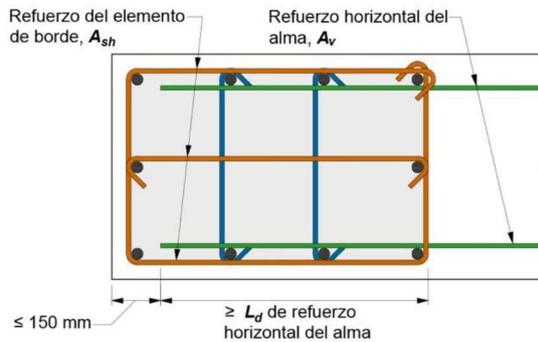
Nota: El requisito para elementos de borde se activa si el esfuerzo máximo a compresión en la fibra extrema $\sigma \geq 0.2 f_c'$. Una vez satisfecha esta condición, el elemento de borde se extiende hasta que $\sigma < 0.15 f_c'$. Puesto que $H_m / L_m \leq 2$, 8.7.7.4 c no se aplica

b) Muro y muro-columna diseñados usando 8.7.7.3, 8.7.7.4 y 8.7.7.5.

Figura C8.7.7.c – Resumen de requisitos de elementos de borde en muros de ductilidad alta (adaptada de ACI CODE-318-19)



a) Opción con gancho estándar o refuerzo con cabeza



b) Opción con refuerzo recto por ser desarrollado

Figura C8.7.7.d – Desarrollo del refuerzo horizontal del muro en el elemento de borde con refuerzo transversal de confinamiento en un muro de ductilidad alta (adaptada de ACI CODE-318-19)

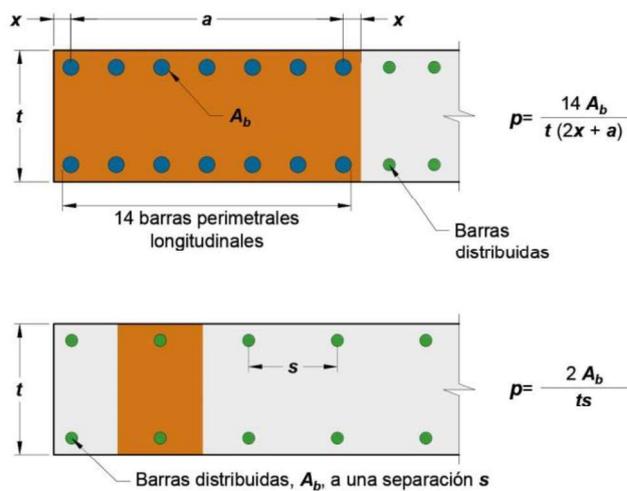


Figura C8.7.7.e – Cuantía de refuerzo longitudinal (vertical) en orillas de un muro de ductilidad alta (adaptada de ACI CODE-318-19)

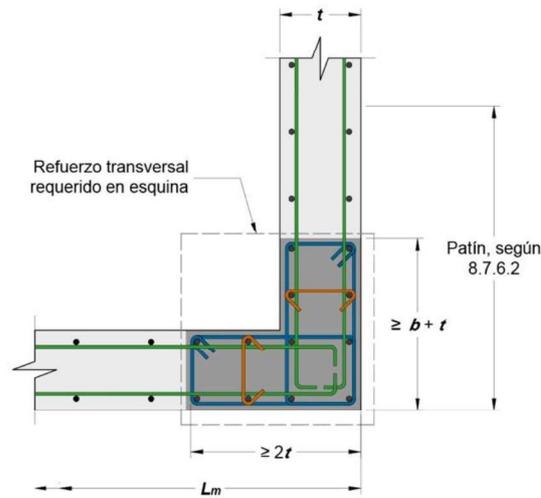


Figura C8.7.7.f – Ejemplo de configuración del refuerzo transversal donde no se requiere un elemento de borde en la esquina de un muro de ductilidad alta con patín

8.7.8 Vigas de acoplamiento de ductilidad alta

8.7.8.1 Las vigas de acoplamiento de ductilidad alta con $L_n/h \geq 4$ deberán cumplir con los requisitos de 8.3, en los cuales el elemento de borde se considerará como una columna. No se necesitará satisfacer 8.3.2.3 y 8.3.2.4 si se demuestra mediante un análisis que la viga posee una adecuada estabilidad lateral.

8.7.8.2 Las vigas de acoplamiento de ductilidad alta con $L_n/h < 2$ y $V_u \geq 0.33\sqrt{f'_c} A_{cm}$ ($1.1\sqrt{f'_c} A_{cm}$) se deberán reforzar con dos grupos de barras diagonales que se intersequen y que sean simétricas con respecto al centro del claro, a menos que se pueda demostrar que la pérdida de rigidez y resistencia de las vigas de acoplamiento de ductilidad alta no afectará la capacidad de la estructura de resistir las cargas verticales, la salida de personas de la estructura o la integridad de los componentes no estructurales y de sus conexiones con la estructura.

8.7.8.3 Las vigas de acoplamiento de ductilidad alta que no cumplan con 8.7.8.1 y 8.7.8.2 podrán ser reforzadas mediante dos grupos de barras diagonales que se intersequen y que sean simétricas con respecto al centro del claro o bien de conformidad con 8.3.3 a 8.3.5, con una separación del refuerzo transversal de acuerdo con la tabla 8.7.8.4.c y considerando al elemento de borde como columna.

8.7.8.4 Las vigas de acoplamiento de ductilidad alta reforzadas con dos grupos de barras diagonales que se intersequen y que sean simétricas con respecto al centro del claro deberán satisfacer a), b) y cualquiera de c) o d). No será necesario que cumplan lo requerido en 6.3.8 para vigas de gran peralte:

- a) V_R se calculará con la ec. 8.7.8.4.a:

$$V_R = 2F_R A_{vd} f_y \text{ sen } \alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c} A_{cm} \tag{8.7.8.4.a}$$

$$(V_R = 2F_R A_{vd} f_y \text{ sen } \alpha \leq 2.65\sqrt{f'_c} A_{cm})$$

donde α es el ángulo entre las barras diagonales y el eje longitudinal de las vigas de acoplamiento de ductilidad alta

- b) Cada grupo de barras diagonales consistirá en por lo menos cuatro barras colocadas en dos o más lechos
- c) Cada grupo de barras diagonales estará rodeado por estribos cerrados con dimensiones externas al menos iguales a $b_w/2$ en la dirección paralela a b_w y a $b_w/5$ a lo largo de los otros lados, siendo b_w el ancho del alma de la viga de acoplamiento de ductilidad alta. Su refuerzo transversal deberá satisfacer 8.4.5.2.a a 8.4.5.2.e, donde A_{sh} no será menor que el área mayor calculada con 1) y 2)

- 1) $0.09 s b_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$
- 2) $0.3 s b_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$

En el cálculo de A_g se supondrá el recubrimiento especificado en 4.13 a 4.15 en los cuatro grupos de barras diagonales. El refuerzo transversal de grupos de barras diagonales se colocará con una separación paralela a las barras diagonales que cumplan con 8.4.5.3 y la tabla 8.7.8.4.c. Además, tendrá una separación entre grapas o ramas de estribos, medida de manera perpendicular a las barras diagonales, que no exceda 350 mm. El refuerzo transversal deberá continuar en la intersección de las barras diagonales. Se permitirá modificar el arreglo del refuerzo transversal en la intersección siempre que los requisitos de separación y la cuantía volumétrica se cumplan. Se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal adicionales distribuidos alrededor del perímetro de la viga con un área por lo menos igual a $0.002b_w s$ en las dos direcciones y una separación que no exceda 300 mm.

Tabla 8.7.8.4.c – Separación máxima del refuerzo transversal en vigas de acoplamiento de ductilidad alta

Grado de la barra de refuerzo primario a flexión	Separación máxima del refuerzo transversal ^[1]	
42	El menor de:	$6d_b$
		150 mm
56	El menor de:	$5d_b$
		150 mm
70	El menor de:	$4d_b$
		150 mm

^[1] En esta tabla, d_b es el diámetro de la barra más delgada del refuerzo longitudinal primario de flexión.

- d) Se deberá colocar refuerzo transversal en toda la sección transversal de la viga de conformidad con 8.4.5.2.a a 8.4.5.2.e, con A_{sh} no menor que el área mayor calculada con 1) y 2)

- 1) $0.09 s b_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$
- 2) $0.3 s b_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$

La separación longitudinal del refuerzo transversal deberá cumplir con la tabla 8.7.8.4.c. La separación vertical y horizontal de grapas y ramas de estribos en el plano de la sección de la viga no excederá 200 mm. Cada grapa y cada rama de estribos deberá abrazar una barra longitudinal de mismo diámetro o mayor.

8.7.8.5 En vigas de acoplamiento de ductilidad alta reforzadas con dos grupos de barras diagonales que se intersequen y que sean simétricas con respecto al centro del claro, se permitirán aberturas que satisfagan a) a f):

- a) El borde de la abertura no quedará más cerca de 50 mm del grupo de barras diagonales
- b) El borde de la abertura no quedará más cerca de $h/4$ de los extremos de la viga de acoplamiento de ductilidad alta
- c) El borde de la abertura no quedará más cerca de 100 mm de las caras superior e inferior de la viga de acoplamiento de ductilidad alta
- d) No se permitirán más de dos aberturas en una viga de acoplamiento de ductilidad alta. La separación libre entre las aberturas no será menor que el tamaño de la abertura mayor
- e) Las aberturas no excederán $h/6$ ni 150 mm, la que resulte menor
- f) Las aberturas se formarán mediante moldes cilíndricos colocados previamente a la colocación del concreto y transversales al eje longitudinal de la viga de acoplamiento de ductilidad alta.

Comentario:

Las vigas de acoplamiento de ductilidad alta que conectan muros estructurales contribuyen a incrementar la rigidez y la capacidad de disipación. Usualmente las vigas de acoplamiento de ductilidad alta son peraltadas. El comportamiento de las vigas peraltadas puede estar controlado por cortante, con el consecuente deterioro de la resistencia y rigidez ante cargas cíclicas alternadas. Se ha demostrado en ensayos de laboratorio que colocar refuerzo longitudinal en diagonal contribuye a un comportamiento estable de las vigas (Paulay y Binney, 1974). El refuerzo diagonal es más eficiente para una relación de aspecto $L_n/h < 4$. El refuerzo diagonal se coloca aproximadamente simétrico en la sección transversal de la viga, en dos o más lechos. El refuerzo diagonal se diseña para resistir toda la fuerza cortante y el momento correspondiente de la viga.

En el diseño de vigas de acoplamiento de ductilidad alta se aceptan dos modalidades de confinamiento. En la primera, cada elemento de refuerzo diagonal consiste en un conjunto de barras de refuerzo longitudinal y transversal, como se ilustra en la fig. C8.7.8.a. Cada elemento diagonal contiene al menos cuatro barras longitudinales (en diagonal) y estribos cerrados con o sin grapas, que confinan el concreto. Los requisitos dimensionales tienen la intención de lograr estabilidad de la sección transversal ante deformaciones superiores a las de fluencia. Es importante notar que, en esta versión de la Norma, se requiere que el refuerzo transversal de cada elemento de refuerzo diagonal sea continuo en la intersección de las diagonales. Las separaciones establecidas en la tabla 8.7.8.4.c pretenden proveer un adecuado soporte lateral a las barras longitudinales diagonales de modo de evitar su pandeo.

La segunda modalidad de confinamiento (8.7.8.4.d) se refiere al confinamiento de la sección transversal completa de la viga en lugar de confinar las diagonales en lo individual (fig. C8.7.8.b). Esta opción ofrece la ventaja de simplificar la colocación de estribos en obra.

El límite de $0.83\sqrt{f_c'} A_{cm}$ ($2.65\sqrt{f_c'} A_{cm}$) proviene de ensayos de laboratorio en los cuales se ha demostrado que vigas reforzadas según 8.7.8 exhiben una ductilidad adecuada a estos niveles de fuerza cortante (Barney et al., 1980).

En ocasiones, es inevitable que las vigas de acoplamiento de ductilidad alta se construyan con aberturas para alojar instalaciones eléctricas o hidrosanitarias. Es recomendable evitarlas, ya que una abertura grande o localizada en las regiones críticas de la viga puede afectar negativamente la capacidad dúctil de la misma. Los requisitos de 8.7.8.5 se derivaron de ensayos de laboratorio, en los cuales aberturas con las dimensiones y limitaciones propuestas no afectaron sensiblemente el comportamiento cíclico de vigas de acoplamiento de ductilidad alta reforzadas con grupos de barras diagonales.

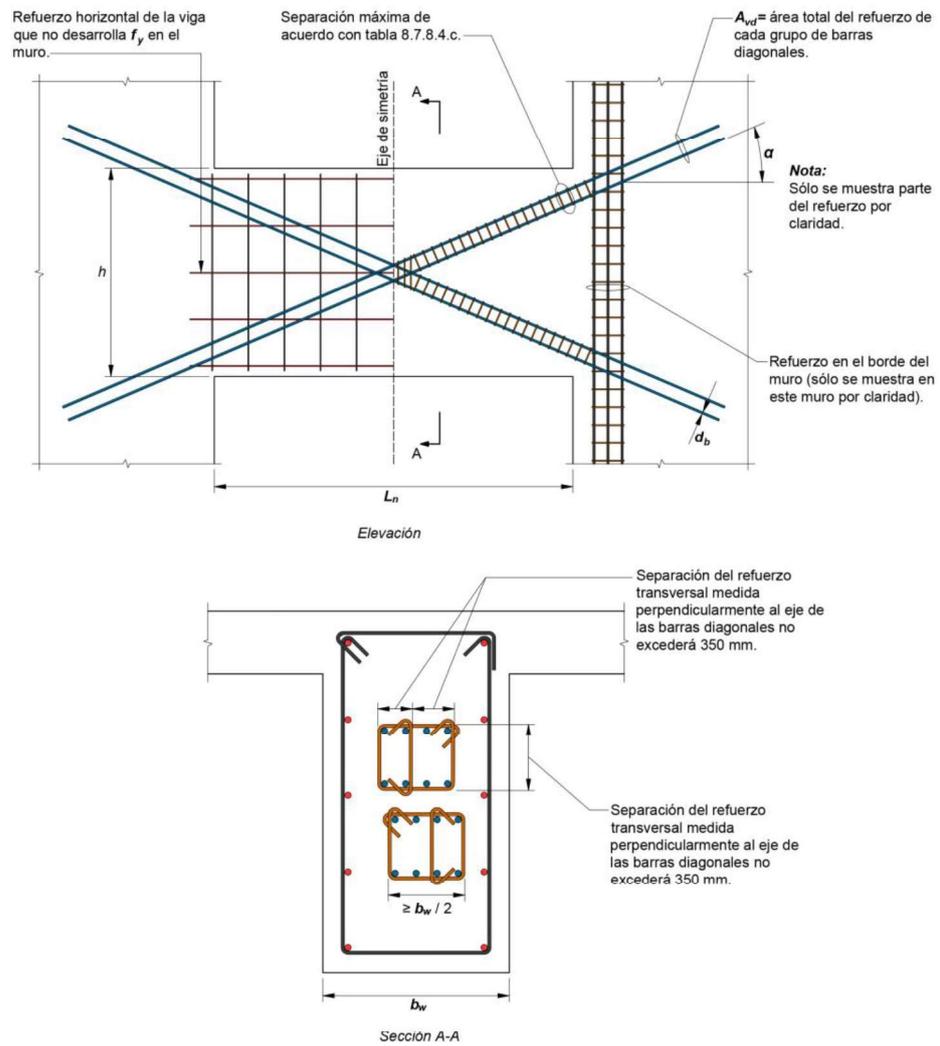


Figura C8.7.8.a – Confinamiento de barras diagonales en vigas de acoplamiento de ductilidad alta con refuerzo diagonal. Por claridad, sólo se muestra el refuerzo longitudinal del elemento de borde de un lado (adaptada de ACI CODE-318-19)

Espacio en blanco dejado de manera intencional

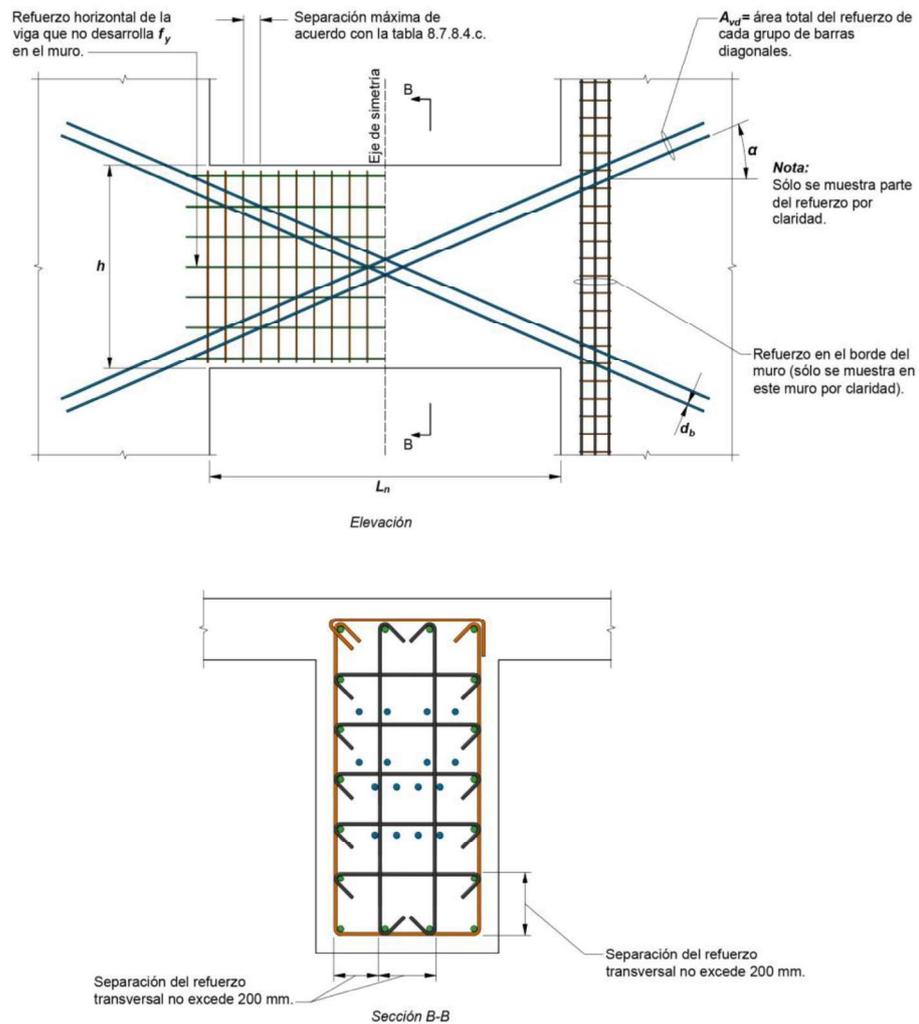


Figura C8.7.8.b – Confinamiento total de una viga de acoplamiento de ductilidad alta con refuerzo diagonal. Por claridad, sólo se muestra el refuerzo longitudinal del elemento de borde de un lado (adaptada de ACI CODE-318-19)

8.7.9 Muros-columna

8.7.9.1 Los muros-columna deberán satisfacer los requisitos para columnas de marcos de ductilidad alta establecidos en 8.4.4, 8.4.5 y 8.4.6, tomando a las caras de la unión como las caras superior e inferior de la altura libre del muro-columna. De manera alternativa, los muros-columna con $L_m/b_w > 2.5$ deberán satisfacer a) a f):

- La fuerza cortante de diseño se calculará de acuerdo con 8.4.6.1, tomando a las caras de la unión como las caras superior e inferior de la altura libre del muro-columna. La fuerza cortante de diseño no deberá exceder R_T veces la fuerza cortante factorizada obtenida del análisis considerando los efectos del sismo
- V_R y el refuerzo distribuido para resistir cortante deberán satisfacer 8.7.5
- El refuerzo transversal estará compuesto por estribos cerrados. Se aceptará usar como refuerzo transversal grapas paralelas a L_m si se suministra una capa de refuerzo por cortante distribuido en el muro-columna. Las grapas terminarán en dobleces estándar a 180 grados en ambos extremos que rodeen el refuerzo longitudinal en la orilla del muro-columna
- La separación vertical del refuerzo transversal no excederá 150 mm
- El refuerzo transversal se extenderá por lo menos 300 mm arriba y debajo de la altura libre del muro-columna

- f) Se deberán suministrar elementos de borde si se cumplen las condiciones establecidas en 8.7.7.3.

8.7.9.2 En muros-columna en el extremo de un muro, se deberá suministrar refuerzo horizontal en los segmentos de muro adyacentes, arriba y abajo del muro-columna, diseñado para transferir la fuerza cortante de diseño del muro-columna a dichos segmentos de muros adyacentes.

Comentario:

Los muros-columna son segmentos verticales de un muro que están limitados horizontalmente por dos aberturas o bien por una abertura y un borde, con una relación longitud horizontal/espesor del muro (L_m/t) menor o igual a 6.0 y un cociente altura libre/longitudinal horizontal (H_m/L_m) mayor o igual que 2.0. La intención de los requisitos de esta Norma es dotar a los muros-columna de suficiente resistencia a cortante de modo que, en caso de ocurrir, la respuesta inelástica esté controlada por la flexión. Estos requerimientos suponen que el muro-columna es parte designada del SERCGFL. En caso de que no lo sea, los requisitos aplicables son los de 8.11.5. Los muros-columna con $L_m/t \leq 2.5$, se comportan esencialmente como columnas.

Para obtener la fuerza cortante de diseño, 8.9.7.1.a permite usar las combinaciones de carga empleadas en el análisis con objeto de limitar la fuerza que se calcula según 8.4.6.1.

En el caso de muros-columna en los extremos de un muro (8.7.9.2), se requiere colocar refuerzo horizontal por arriba y debajo del muro-columna para evitar la falla por cortante de los segmentos de muro adyacentes. En la fig. C8.7.9 se ilustra este requisito. La longitud de anclaje de este refuerzo horizontal se determina considerando la longitud de desarrollo requerida y la resistencia a cortante de los segmentos de muro adyacentes.

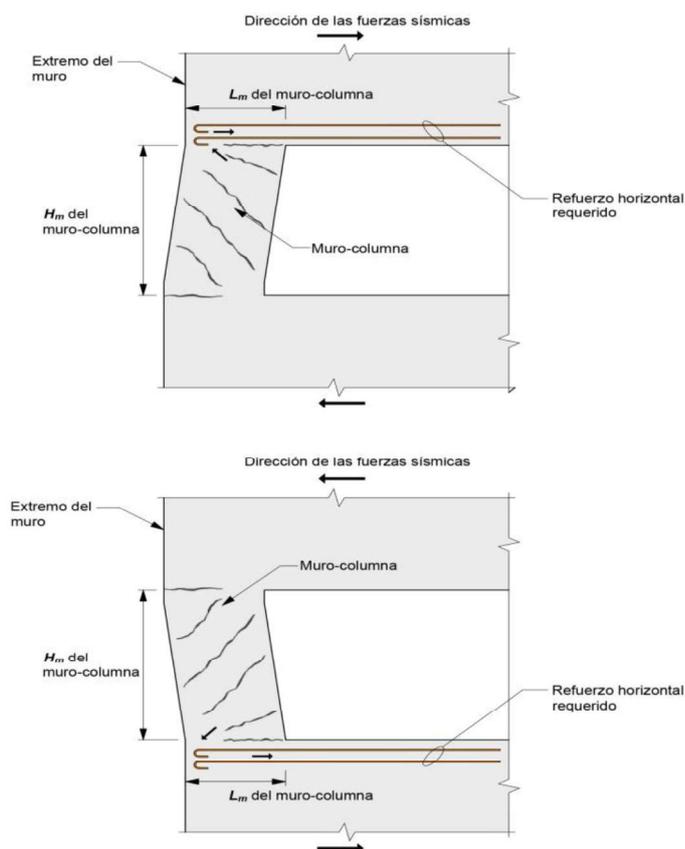


Figura C8.7.9 – Refuerzo horizontal requerido en segmentos de muro arriba y debajo de un muro-columna en el extremo de un muro (adaptada de ACI CODE-318-19)

8.7.10 Muros acoplados de ductilidad alta

8.7.10.1 Los muros acoplados de ductilidad alta deberán satisfacer los requisitos de este inciso.

8.7.10.2 Los muros individuales deberán satisfacer $H_{msc}/L_m \geq 2$ y los requisitos aplicables de 8.7 para muros de ductilidad alta.

8.7.10.3 Las vigas de acoplamiento de ductilidad alta deberán cumplir con 8.7.8 y con a) a c) siguientes, en la dirección considerada:

- a) Las vigas de acoplamiento de ductilidad alta deberán cumplir con $L_n/h \geq 2$ en todos los pisos del edificio
- b) Todas las vigas de acoplamiento de ductilidad alta a nivel de piso tendrán $L_n/h \leq 5$ en por lo menos 90 por ciento de los niveles del edificio
- c) Los requisitos de 8.7.3.2.5 se cumplirán en ambos extremos de las vigas de acoplamiento de ductilidad alta.

Comentario:

Los límites en la relación de aspecto de los muros acoplados pretenden inducir la formación de un mecanismo de disipación de energía asociado con las deformaciones inelásticas reversibles de las vigas de acoplamiento de ductilidad alta. Para lograr este comportamiento, la resistencia y rigidez del muro en la conexión con las vigas tendrían que ser suficientes.

La intención de esta Norma es tratar a muros acoplados como muros individuales cuando se determinen M_{pr} y M_u en 8.7.4.

8.7.11 Juntas de construcción

8.7.11.1 Las juntas de construcción en muros deberán cumplir con 16.7.8 y las superficies de contacto serán preparadas de acuerdo con la condición b) de la tabla 5.7.2.1.

8.7.12 Muros discontinuos

8.7.12.1 Las columnas que soporten muros discontinuos deberán ser reforzadas de acuerdo con 8.4.5.6.

8.8 Muros de concreto prefabricado de ductilidad alta

8.8.1 Alcance

8.8.1.1 Esta sección es aplicable a muros construidos con concreto prefabricado que forman parte del SERCGFL.

8.8.2 Requisitos generales

8.8.2.1 Los muros de concreto prefabricado de ductilidad alta deberán satisfacer 8.7 y 7.5.2.4, con excepción de 8.7.3.2.4, el cual no se aplicará en muros prefabricados cuando las demandas de deformación estén concentradas en las juntas de los paneles prefabricados.

8.8.2.2 Se aceptarán muros de concreto prefabricado y con tendones de postensado no adherido que no satisfagan los requisitos de 8.8.2.1 si cumplen con lo especificado en ACI ITG-5.1.

Comentario:

En el documento ACI ITG-5.1 se incluye un protocolo para el establecimiento de un procedimiento de diseño, validado mediante análisis y pruebas de laboratorio de muros prefabricados con tendones postensados no adheridos, con y sin vigas de acoplamiento de ductilidad alta.

8.9 Losas en estructuras de ductilidad alta

8.9.1 Losas apoyadas en su perímetro

8.9.1.1 Se deberá cumplir con 7.7 cuando losas apoyadas en el perímetro y que trabajen en dos direcciones formen parte de estructuras de ductilidad alta ($Q=4.0$).

8.9.2 Losas planas

8.9.2.1 No se permitirá el uso de losas planas en estructuras de ductilidad alta ($Q=4.0$).

Comentario:

Las estructuras a base únicamente de losas planas han tenido un comportamiento insatisfactorio en los sismos de septiembre de 1985 y de 2017, especialmente en las conexiones entre columnas y losas. Por esta razón no se permite su utilización en estructuras de ductilidad alta.

8.10 Diafragmas, armaduras y elementos a compresión

8.10.1 Alcance

8.10.1.1 Esta sección es aplicable a diafragmas y colectores que formen parte del SERCGFL.

8.10.1.2 Los diafragmas de estructuras de ductilidad alta, deberán cumplir los requisitos de 8.10, en adición a los de 6.8.

8.10.1.3 El inciso 8.10.11 se aplicará para diseñar diafragmas a base de elementos prefabricados de concreto y que sean parte del SERCGFL.

8.10.1.4 Se aceptarán diafragmas de concreto ligero. Para su diseño, se deberá tomar en cuenta el efecto del concreto ligero en la resistencia a fuerza cortante, como se indica en 8.10.9. También se considerará el efecto del concreto ligero en el cálculo de longitud de desarrollo de barras a tensión y a compresión del Capítulo 14.

8.10.1.5 El inciso 8.10.12 deberá ser usado para el diseño de armaduras que constituyan el SERCGFL.

8.10.2 Fuerzas de diseño

8.10.2.1 Las fuerzas de diseño se obtendrán de acuerdo con lo requerido en la NTC-Criterios, la NTC-Sismo y la NTC-Viento, usando los requisitos aplicables y las combinaciones de carga.

8.10.3 Flujo de fuerzas

8.10.3.1 Los diafragmas y las conexiones se diseñarán y detallarán de modo de lograr la transferencia de fuerzas a colectores y a elementos verticales del SERCGFL.

8.10.3.2 Los elementos del diafragma estructural que estén sujetos principalmente a fuerzas axiales y que sean usados para transferir las fuerzas cortantes y/o las debidas a la flexión alrededor de aberturas o de otras discontinuidades deberán cumplir con 8.10.7.6 y 8.10.7.7.

8.10.4 Diafragmas de sección compuesta a base de losas coladas en sitio sobre elementos prefabricados

8.10.4.1 Se aceptará considerar como diafragma estructural a una losa colada en sitio sobre elementos prefabricados de piso o techo que trabaje como sección compuesta si la losa está reforzada, y la superficie del concreto endurecido existente se ha preparado para incrementar su rugosidad, así como si está limpia y libre de lechada. La rugosidad será al menos de 6 mm.

8.10.5 Diafragmas de sección no compuesta a base de losas coladas en sitio sobre elementos prefabricados

8.10.5.1 Se permitirá considerar como diafragma estructural a una losa colada en sitio sobre elementos prefabricados de piso o techo que trabajen como sección no compuesta, si la losa es diseñada y detallada para que resista por sí sola las fuerzas sísmicas de diseño.

8.10.6 Espesor mínimo de diafragmas

8.10.6.1 El espesor de los diafragmas deberá cumplir con 6.8.3.1.2 con excepción de los firmes colocados sobre elementos prefabricados de piso o techo que trabajen como diafragmas y que no dependan de la acción compuesta con los elementos prefabricados. En este caso los firmes deberán tener un espesor mínimo de 65 mm.

8.10.7 Acero de refuerzo

8.10.7.1 La cuantía mínima del refuerzo de diafragmas deberá satisfacer los requisitos de 6.8.6. La separación del refuerzo en ambas direcciones en piso o techo no deberá exceder 450 mm, con excepción del caso de losas postensadas. Donde se usen mallas de alambre soldado como acero de refuerzo para resistir la fuerza cortante en firmes sobre elementos prefabricados de piso o techo, los alambres paralelos a las juntas entre los elementos prefabricados deberán tener una separación a centros no menor que 250 mm. El refuerzo para resistir la fuerza cortante deberá ser continuo y ser distribuido de manera uniforme a través del plano de cortante.

8.10.7.2 Los tendones adheridos, usados como refuerzo para resistir las fuerzas de colectores, la fuerza cortante en el diafragma o las fuerzas de tensión debidas a momento y carga axial, se deberán diseñar de modo que el esfuerzo debido a las fuerzas inducidas por el sismo no exceda 420 MPa (4 200 kg/cm²). Se permitirá considerar que la precompresión de los tendones no adheridos contribuye a resistir las fuerzas de diseño si se suministra un mecanismo de transferencia de las fuerzas inducidas por sismo.

8.10.7.3 Todo el acero de refuerzo usado para resistir las fuerzas de colectores, la fuerza cortante del diafragma o las fuerzas de tensión debidas a momento y carga axial deberán desarrollarse o ser unidas mediante traslapes de modo de alcanzar f_y a tensión.

8.10.7.4 Se aceptará suministrar dispositivos mecánicos tipo 2 (véase 14.5.6.3.1) para barras Grado 42 para transferir las fuerzas entre el diafragma y los elementos verticales del SERCGFL. No se aceptará el uso de dispositivos mecánicos para barras Grado 56 y 70 en este tipo de aplicaciones.

8.10.7.5 Se diseñará el refuerzo longitudinal de colectores de modo que el esfuerzo a tensión promedio sobre las longitudes a) o b) no excedan $F_R f_y$, donde f_y estará limitado a 420 MPa (4 200 kg/cm²):

- a) Longitud entre el extremo de un colector y el punto en el que inicia la transferencia de carga al elemento vertical
- b) Longitud entre dos elementos verticales.

8.10.7.6 Los colectores con esfuerzos de compresión mayores que $0.2f'_c$ en cualquier sección deberán contar con refuerzo transversal que cumpla con 8.4.5.2.a a 8.4.5.2.e y 8.4.5.3, excepto que el límite de la separación de 8.4.5.3.a será un tercio de la menor dimensión del colector. La cuantía del refuerzo transversal será la obtenida de la tabla 8.10.7.6. Se podrá interrumpir el refuerzo transversal especificado en la sección donde el esfuerzo a compresión sea menor que $0.15f'_c$.

Tabla 8.10.7.6 – Refuerzo transversal para colectores

Refuerzo transversal	Ecuación aplicable		
A_{sh}/sb_c para estribos rectangulares	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$		a)
p_s para refuerzo helicoidal o estribos circulares	El mayor de:	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	b)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	c)

8.10.7.7 El detallado de traslapes y zonas de anclaje del refuerzo longitudinal de colectores deberá satisfacer a) o b):

- a) Separación a centros al menos de $3d_b$ de las barras longitudinales, pero no menos que 35 mm, y recubrimiento de concreto de al menos $2.5d_b$, pero no menor que 50 mm
- b) Área de refuerzo transversal A_v que sea al menos la mayor de 1) y 2), pero no menos que lo requerido en 8.10.7.6:

$$1) \quad 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad \left(0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \right)$$

$$2) \quad 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad \left(3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}} \right)$$

8.10.8 Hipótesis para calcular la resistencia de diseño a momento y carga axial

8.10.8.1 El diseño a momento y carga axial de los diafragmas y de sus partes deberá satisfacer 5.3. En el diseño se deberán considerar los efectos de las aberturas.

8.10.9 Resistencia a fuerza cortante

8.10.9.1 La resistencia nominal a fuerza cortante no deberá exceder el valor calculado con la ec. 8.10.9.1:

$$V_R = F_R A_{cv} (0.17\lambda\sqrt{f'_c} + p_t f_y)$$

$$\left(V_R = F_R A_{cv} (0.5\lambda\sqrt{f'_c} + p_t f_y) \right) \quad (8.10.9.1)$$

En caso de firmes colados en sitio sobre elementos prefabricados de piso o techo, A_{cv} se calculará usando solamente el espesor del firme para diafragmas no compuestos y el espesor combinado del firme y de los elementos prefabricados en diafragmas compuestos. En diafragmas compuestos con firmes colados en sitio, el valor de f'_c usado para calcular V_R no será mayor que f'_c de los elementos prefabricados ni que f'_c del firme. El factor λ se tomará de 2.3.3.2.

8.10.9.2 En diafragmas, $V_R \leq F_R 0.66\sqrt{f'_c} A_{cv}$ ($V_R \leq F_R 2.12\sqrt{f'_c} A_{cv}$).

8.10.9.3 Arriba de las juntas entre elementos prefabricados, para diafragmas compuestos o no, V_R no deberá exceder el valor calculado con la ec. 8.10.9.3:

$$V_R = F_R 0.0825 A_{vf} f_y \mu$$

$$\left(V_R = F_R 0.265 A_{vf} f_y \mu \right) \quad (8.10.9.3)$$

Donde A_{vf} es el área total del acero de cortante por fricción dentro del firme, incluido el refuerzo distribuido y en los bordes, que es perpendicular a las juntas del sistema prefabricado y μ es el coeficiente de fricción y es igual a 1.0λ , donde λ se tomará de 2.3.3.2. Al menos la mitad de A_{vf} se distribuirá de modo uniforme a lo largo del plano potencial de cortante. El área de refuerzo distribuido en el firme satisfará los requisitos del refuerzo por cambios volumétricos (por contracción y temperatura) de 13.7 en cada dirección.

8.10.9.4 Arriba de las juntas entre elementos prefabricados, para diafragmas compuestos o no, V_R no deberá exceder los límites de 5.7.1.3, donde A_c se calcula usando solamente el espesor del firme de concreto.

8.10.10 Juntas de construcción

8.10.10.1 Las juntas de construcción en diafragmas deberán satisfacer 16.7.8. Las superficies en contacto deberán tratarse de modo que su rugosidad sea consistente con la condición b) de la tabla 5.7.1.2.1.

8.10.11 Diafragmas de concreto prefabricado

8.10.11.1 Se permitirán diafragmas y colectores hechos a base de elementos de concreto prefabricado con firme de compresión que no satisfagan 8.10.4 y los diafragmas de elementos prefabricados sin firme si cumplen con los requisitos de ACI CODE-550.5. Los firmes de concreto colados en sitio y que sean no compuestos deberán satisfacer 8.10.5 y 8.10.6.

8.10.11.2 Las conexiones y el refuerzo a través de las juntas de diafragmas de elementos prefabricados que cumplan con 8.10.11.1 deberán ensayarse de conformidad con ACI CODE-550.4.

8.10.11.3 No se permitirá la extrapolación de datos de conexiones y del refuerzo en las juntas al diseño del edificio en cuestión, si estos datos conducen a tolerancias de construcción mayores que aquellas usadas para calificar las conexiones de conformidad con ACI CODE-550.4.

8.10.12 Armaduras

8.10.12.1 Los elementos de armaduras que tengan esfuerzos de compresión mayores que $0.2f'_c$ en cualquier sección deberán contar con refuerzo transversal de acuerdo con 8.4.5.2, 8.4.5.3, 8.4.5.7 y la tabla 8.10.12.1.

Tabla 8.10.12.1 – Refuerzo transversal para armaduras

Refuerzo transversal	Ecuación aplicable		
A_{sh}/sb_c para estribos rectangulares	El mayor de:	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	b)
p_s para refuerzo helicoidal o estribos circulares	El mayor de:	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	d)

8.10.12.2 Todo refuerzo continuo en elementos de armadura se deberán desarrollar o unir para alcanzar f_y a tensión.

Comentario:

Los sistemas de piso y techo en edificios son diafragmas que tienen diversas funciones estructurales como: a) soportar elementos que no son parte del SERCGFL (como muros divisorios, fachadas, etc.); b) transmitir las fuerzas laterales desde el punto de aplicación hasta los elementos verticales del SERCGFL; y c) conectar los varios componentes del SERCGFL. Para lograr esto, los diafragmas tienen que poseer suficiente resistencia, rigidez y ductilidad.

Las fuerzas laterales debido a sismos se obtienen de la NTC-Sismo y causadas por el viento de la NTC-Viento. Es deseable que los diafragmas se diseñen para permanecer en el intervalo elástico de comportamiento. En caso de que los diafragmas puedan alcanzar sus resistencias a flexión o a fuerza cortante antes que los elementos verticales del SERCGFL, es recomendable incrementar dichas resistencias.

Según 8.10.4, es necesario contar con un firme de concreto para evitar el pandeo de la losa. El refuerzo del firme se requiere para lograr una transferencia continua de las fuerzas cortantes entre elementos prefabricados. En caso de optar por un diafragma de sección no compuesta (8.10.5), el firme de concreto se diseña para resistir las fuerzas sísmicas de diseño en su totalidad.

Los espesores mínimos reflejan la práctica actual en diafragmas compuestos con elementos prefabricados. Es posible que se requieran losas más gruesas, si el firme no se diseña para trabajar de manera compuesta con el sistema prefabricado durante las solicitaciones sísmicas de diseño.

La cantidad mínima de refuerzo es la correspondiente al refuerzo por cambios volumétricos. La separación máxima tiene como objetivo controlar el ancho de las grietas inclinadas. Puesto que los requisitos del presfuerzo promedio mínimo son considerados adecuados para limitar el ancho de grietas en sistema de piso postensados, los requisitos de separación máxima no son aplicados.

La separación mínima para refuerzo de malla de alambre soldado en firmes o sistemas prefabricados es para evitar la fractura del refuerzo distribuido durante un sismo. Las grietas en los firmes se abren justo arriba de la junta entre patines de elementos prefabricados; los alambres que atraviesan esas grietas están restringidos por los alambres transversales. Por tanto, toda la deformación asociada al agrietamiento deberá darse en una distancia no mayor que la separación de los alambres transversales. Se ha planteado que dicha separación mínima sea de 250 mm de modo de reducir la posibilidad de fractura de los alambres que atraviesan las grietas. La separación mínima no es aplicable a barras de refuerzo individuales, ya que en ellas las deformaciones se distribuyen en una mayor longitud.

En la tabla 2.4.2.2.4.a se permite usar valores de diseño máximos de f_y de 700 MPa (7 000 kg/cm²) para porciones de los colectores; éste es el caso cerca o en las secciones críticas. En 8.10.7.5 se limita el valor del esfuerzo promedio en el colector para controlar el agrietamiento a lo largo de éste. No es necesario calcular el esfuerzo promedio si el colector se diseña para f_y igual a 420 MPa (4 200 kg/cm²) aún si se especifica Grado 56.

Es aceptable suponer que los momentos de diseño de los diafragmas sean resistidos completamente por fuerzas en las cuerdas en los bordes opuestos de los diafragmas, consistentes con la modelación del diafragma como viga. También es aceptable resistir los momentos mediante refuerzo distribuido en el diafragma, o bien por la precompresión del mismo, considerando las combinaciones aplicables de carga, así como un análisis de compatibilidad de esfuerzos y deformaciones unitarias.

Los requisitos para diseño a fuerza cortante de diafragmas son similares a los de muros esbeltos y vigas. El término A_{cv} se refiere al área bruta del diafragma, lo que corresponde al área bruta de la viga de gran peralte con que se asemeja el diafragma. El refuerzo distribuido p_t usado para calcular la resistencia a fuerza cortante es perpendicular al esfuerzo por flexión del diafragma.

El acero requerido en 8.10.9.3 es para controlar el tamaño del agrietamiento por contracción que se forma paralelo a las juntas entre elementos prefabricados adyacentes. La ec. 8.10.9.3 se basa en el modelo de cortante por fricción, donde $\mu=1.0$ en concreto de peso normal debido a la presencia de las grietas por contracción.

El refuerzo distribuido y el acero en los bordes del firme se pueden considerar como acero de cortante por fricción. El área de refuerzo en el borde, usado para resistir cortante por fricción, no se necesita añadir al área en el borde del acero que resiste momento y fuerza axial. Se supone que el refuerzo distribuido en el firme contribuye con al menos la mitad de la resistencia a cortante. Se considera que las conexiones entre elementos prefabricados no contribuyen a la resistencia a corte del diafragma hecho con firme de concreto.

En diafragmas de concreto prefabricado (8.10.11), es necesario verificar que las dimensiones de los apoyos sean suficientes para acomodar los desplazamientos que se anticipen y las rotaciones entre el elemento y los apoyos (Henry et al., 2017).

Las expresiones en 8.10.12 para calcular A_{sh} tienen por objetivo asegurar la capacidad a compresión de una columna equivalente que ha perdido el recubrimiento.

8.11 Elementos no seleccionados como parte del sistema estructural resistente a fuerzas inducidas por sismo

8.11.1 Alcance

8.11.1.1 Esta sección se aplicará en el diseño de los elementos no seleccionados como parte del sistema estructural resistente a fuerzas inducidas por sismo (SERFIS). Usualmente se denomina al conjunto de estos elementos como sistema secundario.

8.11.2 Acciones de diseño

8.11.2.1 Los elementos no seleccionados como parte del sistema SERFIS se evaluarán para las combinaciones de cargas gravitacionales, incluido el efecto del movimiento vertical del suelo, y las fuerzas laterales que actúan simultáneamente con el desplazamiento de diseño por sismo δ_u , de conformidad con la NTC-Criterios y la NTC-Sismo.

8.11.3 Vigas, columnas y uniones coladas en sitio

8.11.3.1 Las vigas, las columnas y las uniones viga-columna coladas en sitio se detallarán de conformidad con 8.11.3.2 u 8.11.3.3 dependiendo de la magnitud de los momentos y fuerzas cortantes inducidos en esos elementos cuando se sometan al desplazamiento de diseño δ_u . Si los efectos de δ_u no se comprueban explícitamente, se cumplirán las disposiciones de 8.11.3.3.

8.11.3.2 Donde los momentos y las fuerzas cortantes inducidos no excedan las resistencias de diseño a flexión y cortante del miembro del marco, se deberán cumplir a) a d):

- a) Las vigas deberán cumplir 8.3.3.1. El refuerzo transversal se colocará en toda la longitud de la viga con una separación que no exceda $d/2$. Cuando la fuerza axial factorizada exceda $A_g f_c'/10$, el refuerzo transversal será a base de estribos cerrados que satisfagan 8.4.5.2 con una separación que no exceda la menor de $6d_b$ de la barra longitudinal más delgada y 150 mm
- b) Las columnas deberán cumplir 8.4.4.1 y 8.4.6. El refuerzo helicoidal que satisfaga 14.7.4 o los estribos que cumplan con 14.7.3 se colocarán en toda la longitud de la columna con una separación que no exceda el menor de $6d_b$ de la barra longitudinal más delgada y 150 mm. El refuerzo transversal que satisfaga 8.4.5.2.a a 8.4.5.2.e se colocará a lo largo de una longitud l_o , tal como se define en 8.4.5.1, desde cada cara del nudo
- c) Las columnas con fuerzas axiales factorizadas debidas a cargas gravitacionales superiores a $0.35P_o$ deberán cumplir con 8.11.3.2.b y 8.4.5.7. La cuantía mínima de refuerzo transversal provista será, para estribos rectangulares, la mitad de la mayor de las calculadas con a) y b) de la tabla 8.4.5.4 y, en el caso de refuerzo helicoidal o de estribos circulares, la mitad de la mayor de las calculadas con d) y e) de la tabla 8.4.5.4. Este refuerzo transversal se proporcionará a lo largo de una longitud l_o , tal como se define en el 8.4.5.1, desde cada cara de la unión viga-columna
- d) Las uniones viga-columna deberán satisfacer 7.9.2.

8.11.3.3 Donde los momentos y las fuerzas cortante inducidos excedan M_R o V_R del miembro del marco, o si no se calculan los momentos o las fuerzas cortantes inducidos, se deberán cumplir a) a d):

- a) Los materiales, traslapes mecánicos y uniones soldadas deberán cumplir los requisitos para marcos resistentes a momento de ductilidad alta establecidos en 8.2 y 8.3.3.6
- b) Las vigas deberán cumplir 8.11.3.2.a y 8.3.5
- c) Las columnas deberán cumplir 8.4.4, 8.4.5 y 8.4.6
- d) Las uniones viga-columna deberán cumplir 8.5.

8.11.4 Vigas y columnas prefabricadas

8.11.4.1 Los miembros de marcos prefabricados de concreto que se supone que no contribuyen a la resistencia lateral, incluidas sus conexiones, deberán satisfacer a) a d):

- a) Los requisitos de 8.11.3
- b) Estribos como los requeridos en 8.11.3.2.b en toda la altura de la columna, incluido el peralte de las vigas
- c) Refuerzo por integridad estructural, de conformidad con 6.10.2.4 o 6.10.2.5, según aplique
- d) La longitud del apoyo de la viga en el soporte será al menos 50 mm mayor que la calculada en 6.10.2.6.

8.11.5 Muros-columna

8.11.5.1 Los muros-columna no seleccionados como parte del SERFIS deberán cumplir los requisitos de 8.7.9. Se permitirá emplear la fuerza de cortante de diseño inducida por el desplazamiento δ_i , el cual incorpora a Q y R en su cálculo.

8.11.6 Losas planas

8.11.6.1 Se permitirá el uso de losas planas presforzadas (postensadas) o no, apoyadas en columnas, como elementos o subsistema no seleccionado (secundario) para ser parte del SERFIS, de acuerdo con a) a d):

- a) Se deberán cumplir los requisitos de 11.6.3 aplicables
- b) Se deberá proveer refuerzo por cortante que satisfagan 8.11.6.1.d y 6.7.7.6 o 6.7.7.7 en toda sección crítica definida en 5.6.3 para las condiciones siguientes 1) y 2):
 - 1) En losas no presforzadas cuando $\delta_i/h_i \geq 0.035 - (1/20)(v_{uv}/v_{cR})$
 - 2) En losas postensadas con tendones no adheridos con f_{pc} en cada dirección que cumpla los requisitos de 6.7.6.2.1, donde $\delta_i/h_i \geq 0.040 - (1/20)(v_{uv}/v_{cR})$

La combinación de cargas evaluadas para obtener v_{uv} , sólo deberá incluir el efecto del sismo. El valor de δ_i/h_i deberá ser el mayor de los valores para los pisos adyacentes arriba y abajo de la conexión losa-columna; v_{cR} se calculará de acuerdo con 5.6.2.1; y, para losas con postensado no adherido, el valor de V_p se tomará igual a cero cuando se calcule v_{cR}

- c) No se necesitan cumplir los requisitos de 8.11.6.1.b si se cumplen 1) o 2):
- 1) $\delta_i/h_i \leq 0.005$ en losas no presforzadas
 - 2) $\delta_i/h_i \leq 0.01$ en losas presforzadas (postensadas con tendones no adheridos) con f_{pc} en cada dirección que cumpla con 6.7.6.2.1
- d) El refuerzo requerido por cortante se deberá suministrar tal que $v_{sR} \geq 0.29\sqrt{f'_c}$ ($0.93\sqrt{f'_c}$) en la sección crítica de la losa y se deberá extender al menos cuatro veces el espesor de la losa desde la cara del soporte adyacente a dicha sección crítica.

Comentario:

Esta sección es aplicable a elementos no seleccionados como parte del SERCGFL y que requieren ser diseñados para resistir las cargas gravitacionales y los efectos de las aceleraciones cuando se someten al desplazamiento de diseño. Usualmente a este conjunto de elementos se le denomina como sistema secundario. De este modo, el sistema primario es el conjunto de elementos que son seleccionados para resistir las fuerzas inducidas por sismo. Para el cálculo del desplazamiento de diseño se deberían incluir los efectos de agrietamiento del concreto, la flexibilidad de la cimentación, así como la deformabilidad de los diafragmas de piso y techo. El propósito de los requisitos de 8.11 es proveer suficiente confinamiento y resistencia a cortante a las vigas, columnas y muros-columna de modo que puedan desarrollar fluencia por flexión.

Las vigas y las columnas coladas en sitio se supone que pueden fluir si bajo los efectos combinados de cargas gravitacionales factorizadas y el desplazamiento de diseño se exceden las resistencias especificadas, o bien si los efectos de los desplazamientos de diseño no se calculan. Los requisitos del refuerzo transversal y de la resistencia a fuerza cortante varían con el tipo de elemento y si el miembro puede fluir bajo el desplazamiento de diseño.

En el caso de vigas y columnas prefabricadas, los requisitos obedecen a observaciones hechas durante sismos pasados (ACI CODE-318-19). En especial, se requiere que las columnas estén reforzadas transversalmente en toda su altura con refuerzo helicoidal o estribos cerrados. El incremento de 50 mm a la longitud de apoyo de una viga está basado en una distorsión supuesta de 4 por ciento y un peralte de la viga de 1.2 m.

En el caso de muros-columna, en lugar de calcular la fuerza cortante de diseño con el criterio de 8.7.4.1, el cual puede arrojar valores muy elevados e, incluso, irreales, se permite el cálculo usando el valor de la fuerza cortante para el desplazamiento de diseño, cuya determinación incluye a los factores Q y R_T de la NTC-Sismo según el nivel de desempeño que se trate.

Se permite usar losas planas en estructuras de ductilidad alta únicamente como un sistema secundario (es decir, no seleccionado para resistir sismo), si se cumplen los requisitos del inciso 8.11.6.1. Se requiere suministrar refuerzo por cortante para incrementar la resistencia a cortante en dos direcciones y mejorar la capacidad de desplazamiento lateral cuando la distorsión esperada sea alta y el esfuerzo cortante factorizado sin transferencia de momento sea elevado. Para estos casos, la capacidad de desplazamiento del sistema se reduce de manera apreciable.

9. ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CIMENTACIONES

9.1 Alcance

9.1.1 Este capítulo se aplicará al diseño de los elementos estructurales de las cimentaciones someras, profundas o mixtas, de manera complementaria a la NTC-Cimentaciones, NTC- Sismo y NTC-Viento, para los aspectos siguientes:

- a) Requisitos generales (véase 9.2)
- b) Requisitos de análisis y diseño (véase 9.3)
- c) Zapatas, cabezales y losas de cimentación (véase 9.4)
- d) Contratraveses y vigas de liga (véase 9.5)
- e) Cajones de cimentación (véase 9.6)
- f) Pilas y pilotes (véase 9.7)
- g) Muros permanentes para contención de excavaciones (véase 9.8).

9.1.2 Los elementos estructurales de las cimentaciones someras incluyen las zapatas aisladas y corridas, las vigas de liga que unen zapatas, las losas de cimentación y cajones de cimentación, las contratraveses, así como los cabezales que sirven como elementos de transición de carga a cimientos profundos.

9.1.3 Los elementos estructurales de las cimentaciones profundas incluyen las pilas de sección circular o rectangular (muro-pila) excavadas y coladas in situ, así como los pilotes prefabricados de concreto instalados en el terreno.

9.1.4 Se consideran también como elementos estructurales de la cimentación a los muros para contención de excavaciones para alojar cimentaciones, como los muros de concreto colados in situ o muros de concreto lanzado para soportar el empuje de suelos en excavaciones, o para la estabilización de cortes y taludes de excavaciones, incluyendo las zapatas verticales o inclinadas de reacción para anclas, en el caso de que estos muros sean anclados al terreno.

Comentario:

La mayor parte de los requerimientos de diseño para los elementos estructurales de concreto de las cimentaciones, se especifican en diversos capítulos de esta Norma, aunque puede ser que no se señale explícitamente su aplicación para las cimentaciones; aquí se hace referencia a estos capítulos, secciones, incisos, tablas y ecuaciones donde corresponda.

9.2 Requisitos generales

9.2.1 Materiales

9.2.1.1 Las propiedades y componentes del concreto empleado en los elementos estructurales de las cimentaciones, deberán satisfacer los requisitos para concreto Clase 1 que se señalan en la tabla 2.2.1 e incisos aplicables del Capítulo 2 de esta Norma.

9.2.1.2 No se aceptará concreto ligero en elementos estructurales de las cimentaciones.

9.2.1.3 Los límites inferiores de las resistencias a compresión simple del concreto empleado en elementos estructurales de las cimentaciones, serán los especificados en la tabla 2.2.6.3.

9.2.1.4 Las barras de refuerzo deberán ser corrugadas y deberán satisfacer los requerimientos especificados en 2.4.

9.2.2 Durabilidad y recubrimientos

9.2.2.1 Las propiedades de durabilidad del concreto de elementos estructurales de las cimentaciones desplantados o embebidos en ambientes agresivos, deberán cumplir con lo especificado en el Capítulo 4 de esta Norma.

9.2.2.2 Los recubrimientos libres mínimos para protección del acero de refuerzo de elementos estructurales de las cimentaciones serán los señalados en la tabla 9.2.2.2.

Tabla 9.2.2.2 – Recubrimiento libre mínimo del acero de refuerzo en elementos estructurales de cimentaciones

Elemento	Recubrimiento especificado, mm
Elementos de cimentación superficial colados en sitio	75
Elementos de cimentación superficial prefabricados	50
Pilas coladas en sitio sin ademe metálico permanente, muros Milán y muros-pila	75
Pilas coladas en sitio perforadas en roca, o perforadas en suelo, pero con ademe metálico permanente	40
Pilotes prefabricados e hincados, presforzados o no presforzados	40

9.2.2.3 En los casos en que los elementos estructurales de la cimentación estén expuestos a ambientes agresivos, los recubrimientos libres mínimos señalados en la tabla 9.2.2.2 pueden incrementarse y deberán revisarse con los requisitos de durabilidad señalados en 4.13 y 4.14 de esta Norma.

9.2.3 Elementos presforzados

9.2.3.1 Para elementos presforzados de la cimentación, como pueden ser algunos pilotes largos prefabricados, losas y contratraves postensadas, se deberán seguir los requerimientos señalados en el Capítulo 11 de esta Norma.

9.2.4 Concreto simple

9.2.4.1 Para el uso de concreto simple en mejoramientos complementarios a las soluciones estructurales de cimentación, tales como la sustitución del terreno, o las inclusiones rígidas en suelos blandos para mejoramiento masivo, se seguirán los requerimientos para concreto simple señalados en el Capítulo 12 de esta Norma.

9.2.5 Conexiones y anclajes con otros elementos

9.2.5.1 Las conexiones de muros, base de columnas, pedestales y otros elementos de la superestructura con las cimentaciones, deberán cumplir con 6.10.3.

9.2.5.2 El refuerzo mínimo para las conexiones de elementos construidos en sitio con las cimentaciones, deberá cumplir con 6.10.3.4.

9.2.5.3 El detallado del refuerzo en las conexiones de elementos con las cimentaciones, deberá satisfacer 6.10.3.5 para elementos colados en sitio, o 6.10.3.6 para elementos prefabricados, así como también deberá satisfacer las longitudes de desarrollo, anclaje, y demás requisitos especificados en el Capítulo 14 de esta Norma.

9.2.5.4 Se supondrá que las secciones críticas para calcular la longitud de desarrollo son las mismas que las secciones críticas por flexión de la tabla 9.4.7.4.

9.2.5.5 Además de las secciones críticas de 9.2.5.4, se revisarán todas las secciones donde ocurran cambios de sección o donde se interrumpa parte del refuerzo.

9.2.5.6 Las barras de refuerzo de columnas conectadas a zapatas, cabezales o losas de cimentación, serán con doblez estándar, con el extremo libre de las barras orientado hacia adentro de la columna, para formar puntal de compresión en el nudo y que pueda transmitirse el momento al elemento de cimentación (fig. 9.2.5.6).

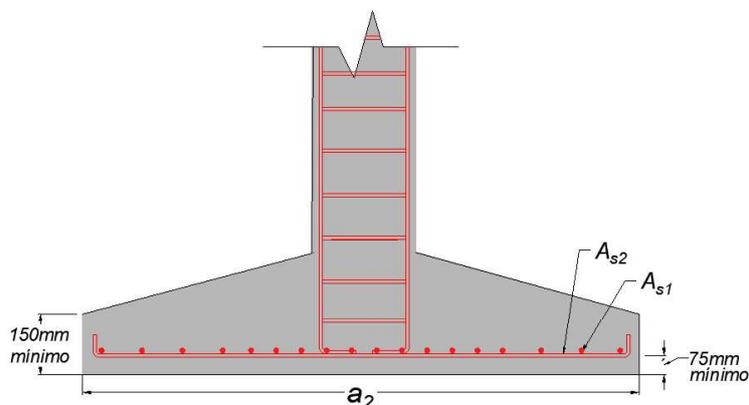


Figura 9.2.5.6 – Doble del extremo libre de las barras de la columna orientado hacia adentro

9.2.5.7 El refuerzo deberá anclarse en el elemento al que se conecta una distancia mínima igual a la longitud de desarrollo de la barra de mayor diámetro o del paquete de barras.

9.2.5.8 Las vigas diseñadas como elementos de unión entre zapatas o cabezales de pilas o pilotes, deben tener acero de refuerzo longitudinal continuo a través del núcleo de la columna y de la pila o pilote. En zapatas o cabezales de borde, las barras deberán desarrollarse en la cara de la columna o más allá de la columna de apoyo, o bien en la cara de las cabezas de pilas o pilotes.

9.3 Requisitos de análisis y diseño

9.3.1 Requisitos generales

9.3.1.1 El modelo de análisis estructural de la edificación, deberá incluir el sistema de cimentación y se hará con los procedimientos señalados en el Capítulo 3 de esta Norma.

9.3.1.2 En el diseño estructural de los elementos críticos de la cimentación, se deberá considerar lo señalado en 1.2.3 de la NTC-Sismo.

9.3.1.3 Los elementos estructurales de la cimentación que trabajen en una dirección, como vigas de liga, contratraves, zapatas corridas, losas que cumplan esta condición, entre otros miembros, deberán diseñarse de acuerdo con 6.3, si son vigas, o 6.6, si son losas, según corresponda, excepto para los casos señalados en 9.3.1.5.

9.3.1.4 Los elementos estructurales de la cimentación que trabajen en dos direcciones, como zapatas aisladas, cabezales para pilas o pilotes, losas de cimentación y losas fondo de cajones de cimentación que cumplan esta condición, entre otros miembros, se diseñarán con 6.7, excepto para los casos señalados en 9.3.1.5.

9.3.1.5 Si en el análisis de la estructura se emplea un Q diferente al de estructuras de ductilidad baja, los elementos de la cimentación se deberán dimensionar, diseñar y detallar con los incisos correspondientes a los elementos estructurales de ductilidad media o alta especificados en los Capítulos 7 y 8 de esta Norma, según corresponda.

9.3.1.6 Se permitirá despreciar el factor por efecto de tamaño, λ_s , especificado en 5.5.3.2 para fuerza cortante en una dirección y en 5.6.2 para fuerza cortante en dos direcciones, en elementos de cimentaciones superficiales apoyados longitudinalmente en el terreno, como las zapatas corridas, así como en muros de contención que resistan presiones laterales del suelo.

9.3.1.7 Se permitirá diseñar las zapatas y cabezales de las cimentaciones con el método de puntales y tensores siguiendo los procedimientos del Capítulo 10 de esta Norma.

Comentario:

Los elementos estructurales de la cimentación se deberán detallar con el Q empleado en el análisis de la estructura, y se deberá considerar la amplificación señalada en 1.2.3 de las NTC-Sismo.

En el análisis de la estructura es recomendable considerar la rigidez del sistema cimentación-suelo mediante un análisis de interacción suelo-estructura (ISE) estático y/o dinámico, según corresponda, empleando métodos analíticos o numéricos adaptados para tal efecto, como los descritos en el Capítulo 8 de la NTC-Sismo para el análisis dinámico. El análisis ISE dinámico es requerido por la NTC-Sismo para estructuras desplantadas en las zonas geotécnicas II y III señaladas en la NTC-Cimentaciones, en donde los efectos de la ISE pueden ser significativos.

Los resultados experimentales que se usaron para desarrollar el factor de efecto de tamaño provienen de vigas apoyadas en soportes discretos, no continuos, y de losas que trabajaban en una dirección sujetas a una o más cargas concentradas. Además, estos elementos no tenían relaciones longitud a peralte altas, como es común en elementos de cimentaciones. En comparación, se tienen pocos resultados de elementos estructurales de zapatas corridas apoyadas en suelo o de muros de contención en voladizo sujetos a cargas o presiones de suelo. En esta Norma se exceptúan de aplicar el factor λ_s los elementos que tienen la habilidad de redistribuir las fuerzas debido a sus apoyos continuos. Se recomienda que el Proyectista estudie la conveniencia de incluir el factor de efecto de tamaño si se incluyen en el diseño los efectos benéficos de la ISE.

9.3.2 Resistencia requerida

9.3.2.1 Se verificará que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas cortantes y axiales, momentos flexionantes, momentos torsionantes, momentos de volteo, entre otras sollicitaciones, para las combinaciones de acciones señaladas en 2.3 de la NTC-Criterios, afectadas por los factores de carga correspondientes; la cimentación deberá diseñarse estructuralmente para resistir ~~así como para~~ la amplificación de fuerzas internas obtenidos del análisis por sismo indicada en 1.2.3 de la NTC-Sismo. Se considerará también para las combinaciones de acciones para diseño estructural, la fricción negativa en los casos señalados en 3.1.c de la NTC-Cimentaciones.

9.3.2.2 Para las combinaciones de acciones señaladas en 9.3.2.1, las cimentaciones deberán resistir las correspondientes reacciones del suelo de apoyo, las reacciones concentradas de las pilas o pilotes sobre los que se apoyen que se señalan en 9.4.9.4, así como los empujes laterales y la subpresión del agua, en su caso.

9.3.2.3 La reacción q_r del suelo bajo zapatas, losas o cajones de cimentación sin cargas excéntricas se podrá suponer de manera simplificada como una reacción uniforme, repartiendo las acciones verticales de diseño en el área de desplante.

9.3.2.4 En la determinación de la reacción q_{ru} del suelo bajo zapatas, losas o cajones de cimentación con cargas excéntricas que produzcan momentos, se adoptará la aproximación simplificada de área efectiva equivalente, que supone redistribución de esfuerzos en el suelo, con una reacción uniforme incrementada, que es concéntrica con la resultante de cargas (fig. 9.3.2.4). Para ello, el ancho a_1 se disminuirá en dos veces la excentricidad e_1 para calcular la dimensión efectiva a'_1 . Si se presenta doble excentricidad, se tomarán simultáneamente las dimensiones efectivas a a'_1 y a'_2 para el cálculo del área efectiva donde se distribuyen uniformemente las acciones verticales de diseño. La reacción uniforme en el suelo q_{ru} se calculará con la ec. 9.3.2.4:

$$q_{ru} = \frac{P_u}{a'_1 a'_2} \quad (9.3.2.4)$$

Espacio en blanco dejado de manera intencional

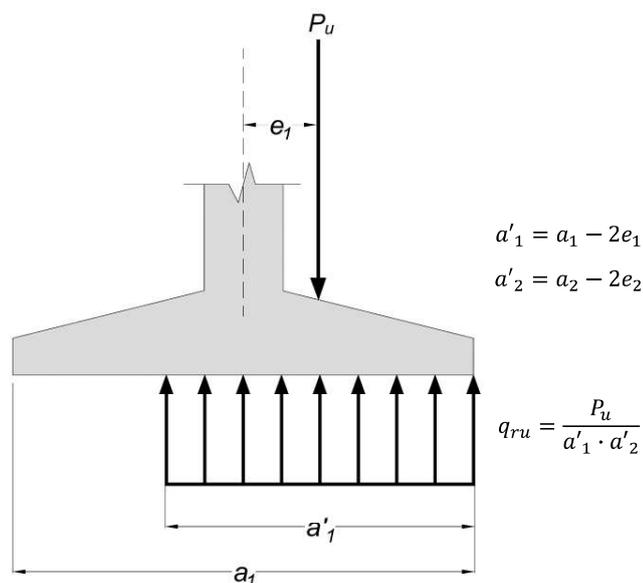


Figura 9.3.2.4 - Reacción uniforme incrementada en zapatas, losas o cajones, con carga excéntrica

9.3.2.5 El resultado del cálculo simplificado de la reacción en el suelo indicada en 9.3.2.3 y 9.3.2.4, podrá sustituirse por una distribución de reacciones con mejor aproximación, si se realizan análisis de interacción suelo-estructura (ISE) con métodos analíticos o numéricos aceptados para tal fin.

Comentario:

Se recomienda que el cálculo de la distribución de presiones de contacto bajo zapatas y losas, y las correspondientes reacciones en el subsuelo determinadas para el diseño estructural de los elementos de cimentación, sea consistente con las propiedades de los suelos o rocas sobre las que se desplantan y de la estructura, satisfaciendo principios aceptados en la Mecánica de Suelos y Rocas.

En zapatas o losas con carga excéntrica desplantadas en terreno firme o roca de la zona geotécnica I señalada en la NTC-Cimentaciones, será aceptable usar distribuciones de reacciones del suelo lineales, obtenidas a partir de la teoría de la elasticidad, que consideren que el terreno no puede redistribuir esfuerzos.

9.3.3 Continuidad geométrica

9.3.3.1 Los detalles de los elementos de la superestructura que se extienden por debajo de la base de la estructura hacia los elementos estructurales de la cimentación, deberán ser consistentes con los de la parte de arriba de la base.

9.3.3.2 Los elementos estructurales de los cajones de cimentación o de los sótanos de las edificaciones, como muros y columnas, deberán tener continuidad geométrica y estructural extendiéndose en toda la profundidad de los sótanos.

9.4 Zapatas, cabezales y losas de cimentación

9.4.1 Esta sección se aplicará al diseño estructural de zapatas aisladas que reciben una o varias columnas, zapatas corridas para ejes de columnas, muros o contratrabes, para losas de cimentación, así como para cabezales que sirven como elementos de transición de las cargas de la superestructura hacia pilas o pilotes.

9.4.2 Las dimensiones en planta de las losas y zapatas de cimentación que se determinen a partir del proceso de diseño estructural y geotécnico, deberán ser las suficientes para que las presiones de contacto con el suelo, bajo las combinaciones de acciones de diseño, sean menores que la capacidad de carga unitaria reducida (capacidad de carga de diseño) que se define en 3.3.1 de la NTC-Cimentaciones.

9.4.3 El diseño estructural de zapatas, cabezales y losas de cimentación, deberá incluir al menos, las revisiones a) a d):

- a) Por flexión
- b) Por fuerza cortante en una dirección
- c) Por fuerza cortante en dos direcciones (punzonamiento o penetración)
- d) Anclaje.

9.4.4 En cimientos de espesor o ancho variable se deben satisfacer las revisiones señaladas en 9.4.3 en toda sección transversal.

9.4.5 En cimentaciones someras que soporten elementos estructurales aislados que no formen marcos con otros elementos, como lo son las zapatas para pedestales, zapatas para muros de contención, losas de cimentación, entre otras, se deberá revisar además de lo señalado en 9.4.3, su estabilidad general ante volteo (véase 4.4.6 de la NTC-Cimentaciones) y deslizamiento.

Comentario:

La estabilidad ante volteo de las cimentaciones someras, se verifica si la resultante de cargas para cada una de las combinaciones de acciones señaladas en 9.3.2.1, se ubica en el tercio medio del ancho y de la longitud de la cimentación, tal como se señala en 4.4.6 de la NTC-Cimentaciones.

9.4.6 Espesor mínimo de zapatas y cabezales sobre pila o pilotes

9.4.6.1 El peralte efectivo d mínimo de zapatas será de 150 mm y contará con el recubrimiento mínimo señalado en 9.2.2.

9.4.6.2 En cabezales que distribuyen las cargas hacia pilas o pilotes, d mínimo será de 300 mm o bien, el requerido para desarrollar las barras. El cabezal deberá contar con la rigidez necesaria para distribuir uniformemente la carga hacia las pilas o pilotes sobre los que se apoya.

9.4.7 Diseño por flexión

9.4.7.1 El diseño por flexión de elementos estructurales de las cimentaciones que trabajen en una dirección, será de acuerdo con 6.3, si son vigas, o 6.6, si son losas según corresponda, excepto en los casos señalados en 9.4.7.3.

9.4.7.2 El diseño por flexión de elementos estructurales de las cimentaciones que trabajen en dos direcciones, será de acuerdo con 6.7, excepto en los casos señalados en 9.4.7.3.

9.4.7.3 Si en el análisis de la estructura se emplea un Q diferente al de estructuras de ductilidad baja, los elementos de la cimentación se deberán dimensionar, diseñar y detallar con los incisos correspondientes a los elementos estructurales de ductilidad media o alta especificados en los Capítulos 7 y 8 de esta Norma, según corresponda.

9.4.7.4 Las secciones críticas para diseño por flexión de zapatas y de cabezales, de acuerdo con el elemento que soportan, serán las indicadas en la tabla 9.4.7.4 algunas de las cuales se ilustran esquemáticamente en la fig. 9.4.7.4.

Tabla 9.4.7.4 – Ubicación de la sección crítica en zapatas y cabezales para diseño por flexión

Elemento que soporta la zapata o cabezal	Ubicación de sección crítica
Columna cuadrada o rectangular de concreto o muro de concreto	En el plano vertical tangente a la cara del elemento
Columna circular de concreto	El plano vertical a un décimo del diámetro hacia adentro medido a partir del plano tangente de la columna
Muros de mampostería de tabique o piedra	Sección media entre el paño y el eje del muro
Columnas de acero con placas base	En el perímetro de la columna ^[1]

^[1] La sección crítica podrá considerarse a la mitad de la distancia entre la cara del elemento y el borde de la placa, si la rigidez y resistencia de la placa lo permiten.

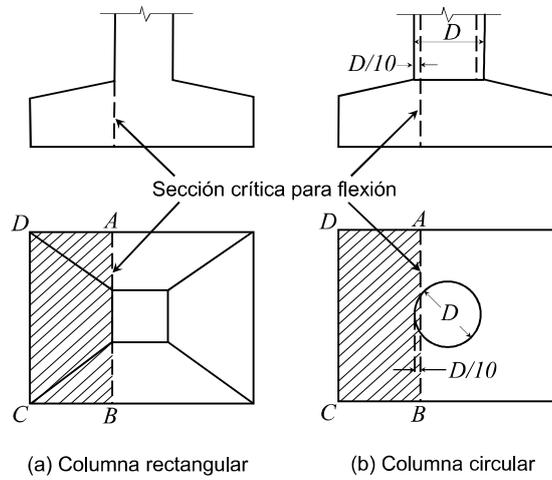


Figura 9.4.7.4-Secciones críticas para diseño por flexión en zapatas que soportan columnas de concreto

9.4.7.5 En zapatas y cabezales con sección variable, se deberán revisar secciones intermedias además de la crítica señalada en la tabla 9.4.7.4 para asegurar que secciones de menor peralte cuenten con la resistencia por flexión requerida; en el mismo sentido, en zapatas escalonadas se considerarán como secciones críticas aquellas donde cambie el peralte.

9.4.7.6 El momento flexionante de diseño en la sección crítica se calculará para la reacción del suelo y para todas las fuerzas que actúen en el área correspondiente (véase la zona sombreada de la fig. 9.4.7.4).

9.4.7.7 Las zapatas con refuerzo en una dirección, como las zapatas corridas para muros y contratraves, y las zapatas reforzadas en dos direcciones, como las aisladas de lados semejantes, llevarán su refuerzo espaciado uniformemente.

9.4.7.8 En zapatas aisladas rectangulares sujetas a flexión en dos direcciones, el refuerzo paralelo al lado mayor se distribuirá uniformemente. El refuerzo paralelo al lado menor se distribuirá en tres franjas en la forma siguiente: en la franja central, de ancho a_1 , una cantidad de refuerzo igual a la totalidad que deberá colocarse en esa dirección, multiplicada por $2a_1/(a_1+a_2)$, donde a_1 y a_2 , son, respectivamente, los lados corto y largo de la zapata. El resto del refuerzo se distribuirá uniformemente en las dos franjas extremas (fig. 9.4.7.8).

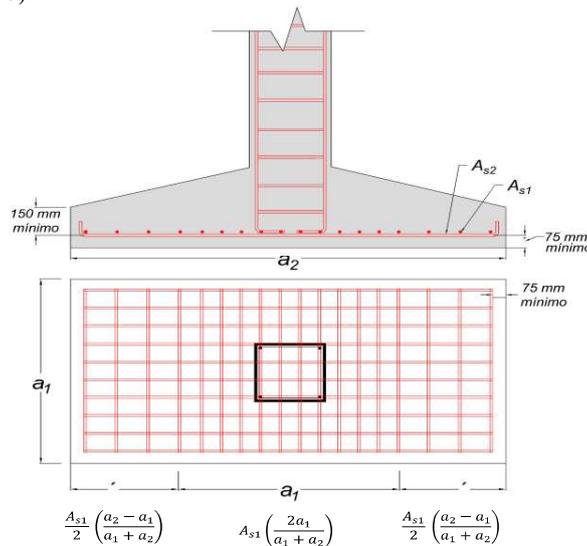


Figura 9.4.7.8 – Distribución del refuerzo por flexión en zapatas rectangulares que trabajan en dos direcciones

Comentario:

Para revisar que secciones de menor peralte en zapatas con sección variable cumplan con la resistencia requerida, se recomienda estudiar secciones intermedias, por ejemplo, las ubicadas a una distancia d y $2d$ del paño del elemento de carga, así como en secciones donde se corte o interrumpa el refuerzo. Alternativamente, se usará los diagramas de momentos para revisar secciones de menor peralte. En la fig. C9.4.7.8 se muestra la forma del diagrama de momentos flexionantes bajo una zapata.

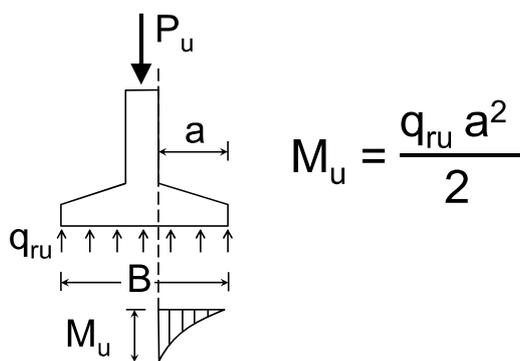


Figura C9.4.7.8 – Diagrama de momentos flexionantes bajo zapatas

9.4.8 Diseño por fuerza cortante en una dirección

9.4.8.1 El diseño por fuerza cortante de elementos de las cimentaciones que trabajen en una dirección, será de acuerdo con 6.3, si son vigas o 6.6, si son losas, según corresponda; o bien, se podrán dimensionar, diseñar y detallar con los incisos correspondientes a los elementos estructurales de ductilidad media y alta especificados en los Capítulos 7 y 8 de esta Norma, respectivamente, si en el análisis de la estructura se empleó un Q diferente al de estructuras de ductilidad baja.

9.4.8.2 Las secciones críticas para diseño por fuerza cortante en una dirección, se ubicarán en el plano vertical localizado a un peralte efectivo d de la zapata o losa de cimentación, medido a partir de la sección crítica para diseño por flexión indicada en la tabla 9.4.7.4. En zapatas con sección variable, se deberán revisar secciones intermedias además de la crítica, para asegurar que secciones de menor peralte cuenten con la resistencia a fuerza cortante requerida, usando diagramas de cortante, de manera similar a lo señalado en la revisión por flexión (fig. C9.4.7.10).

9.4.8.3 El refuerzo mínimo cumplirá con 6.6.6.

Comentario:

La condición de falla por cortante en una dirección como viga ancha suele regir en zapatas alargadas, como las zapatas corridas, mientras que la condición de falla por cortante en dos direcciones (punzonamiento) suele regir en zapatas aisladas de lados semejantes.

9.4.9 Diseño por esfuerzo cortante en dos direcciones

9.4.9.1 El diseño por fuerza cortante de zapatas, losas de cimentación o cabezales que trabajan en dos direcciones, se hará de acuerdo con 6.7; o bien, se podrán dimensionar, diseñar y detallar con los incisos correspondientes a losas que trabajan en dos direcciones de ductilidad media y alta especificados en los Capítulos 7 y 8 de esta Norma, si en el análisis de la estructura se usó un Q diferente.

9.4.9.2 El esfuerzo cortante de diseño se calculará considerando las reacciones del suelo obtenidas para las combinaciones y efectos descritos en 9.3.2.

9.4.9.3 Secciones críticas

9.4.9.3.1 Las secciones críticas para el cálculo de los esfuerzos cortantes de diseño en dos direcciones en zapatas, losas y cabezales, se definen en 6.7.4.4.1; su ubicación será medida a partir de la sección crítica para diseño por flexión indicada en la tabla 9.4.7.4. En la fig. 9.4.9.3.1 se muestran ejemplos de secciones críticas para zapatas que soportan columnas con y sin entrantes.

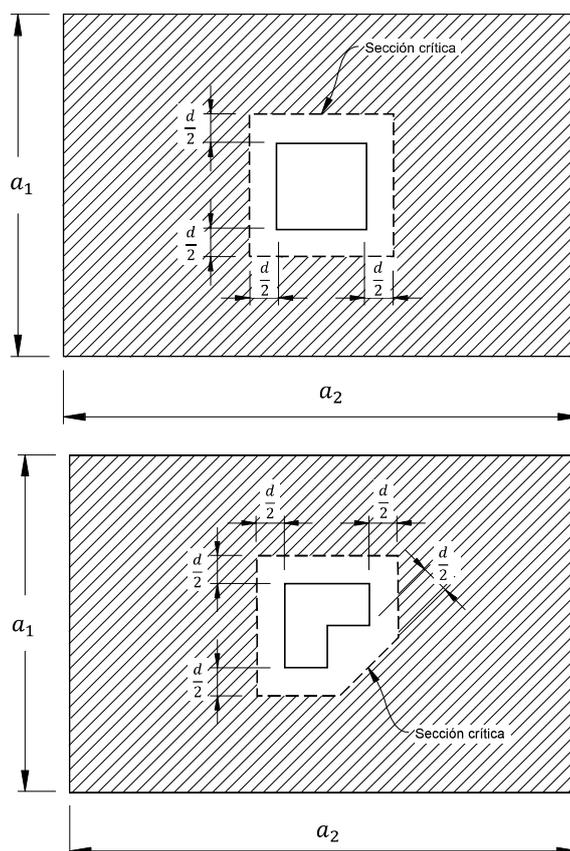


Figura 9.4.9.3.1 - Secciones críticas para diseño por esfuerzo cortante en dos direcciones para zapatas con carga concentrada a) sin entrantes y b) con entrantes

9.4.9.3.2 En zapatas y losas de cimentación que soportan columnas de concreto de forma circular o de polígono regular, las secciones críticas para diseño por punzonamiento, serán las mismas definidas en 9.4.9.3.1, considerando la columna como una sección cuadrada equivalente con la misma área.

9.4.9.4 Cabezales

9.4.9.4.1 En cabezales que sirven como elementos para transmitir carga sobre pilas o pilotes, el diseño por fuerza cortante en una dirección se hará con 6.6 y en dos direcciones, se hará de acuerdo con 6.7; o bien, se podrán dimensionar, diseñar y detallar con los incisos correspondientes a losas que trabajan en dos direcciones de ductilidad media y alta especificados en los Capítulos 7 y 8 de esta Norma, si en el análisis de la estructura se usó un Q diferente.

9.4.9.4.2 Al calcular la fuerza o el esfuerzo cortante de diseño en la sección crítica, se supondrá que en ella produce cortante la reacción de las pilas o de los pilotes que queden fuera de dicha sección crítica. En los casos en los que las pilas o pilotes queden parcialmente afuera de la sección crítica, la reacción que produce cortante se obtendrá interpolando linealmente en función del área que de que quede fuera (fig. 9.4.9.4.2). En cabezales donde el peralte sea variable, se deberán revisar

secciones intermedias además de la crítica, para asegurar que secciones de menor peralte cuenten con la resistencia por fuerza cortante requerida.

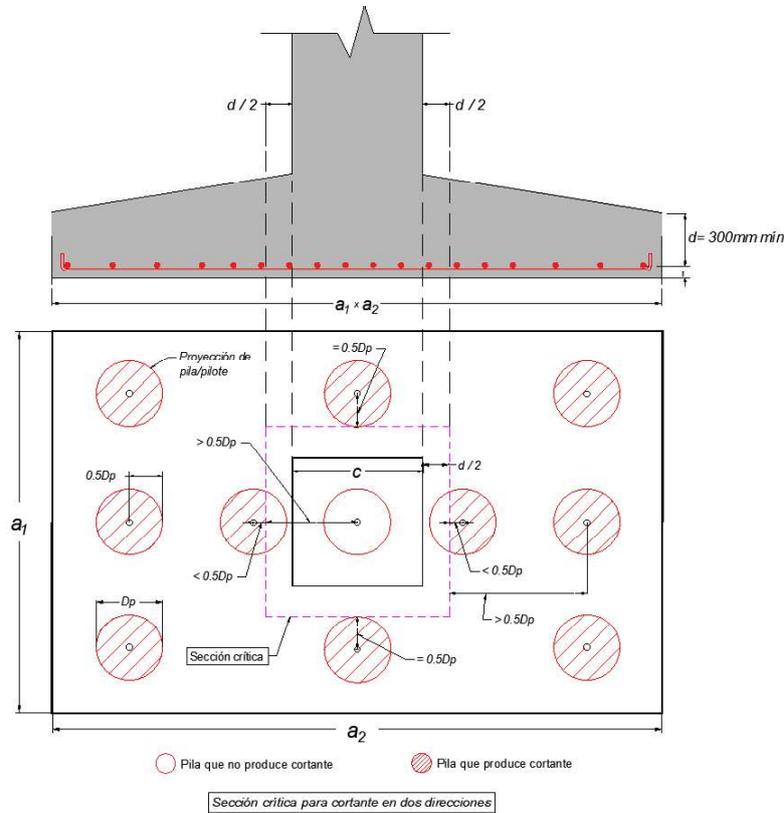


Figura 9.4.9.4.2 - Pilas que producen reacción para diseño por esfuerzo cortante en cabezales en dos direcciones

9.4.9.4.3 La reacción de las pilas o pilotes que se empleen para calcular la fuerza cortante de diseño en cabezales o losas apoyadas sobre pilas o pilotes, corresponderá a la capacidad de carga total (o nominal), es decir, la capacidad de carga de la cimentación sin reducción por los factores de resistencia correspondientes que se indican en la NTC-Cimentaciones.

9.4.9.4.4 Además de revisar el punzonamiento de la columna en el cabezal, se hará una revisión del cortante por penetración de las pilas o pilotes en el cabezal, debido a las concentraciones locales de carga generadas por las reacciones puntuales de estos elementos de cimentación profunda.

9.4.9.4.5 De manera análoga a 9.4.9.4.3, en la revisión del punzonamiento de las pilas o pilotes en el cabezal, se usarán las reacciones correspondientes a la capacidad de carga total (nominal) de las pilas o pilotes, esto es, sin reducir las por los factores de resistencia.

9.4.9.5 Diseño por aplastamiento

9.4.5.1 Los esfuerzos de aplastamiento en el área de contacto no excederán los valores consignados en 5.9.

Comentario:

Para el diseño de los elementos estructurales de la cimentación, es conveniente que las resistencias del concreto usado en los elementos de cimentación sean cuando menos iguales a las de los miembros estructurales que soportan.

9.5 Contratraves y traves de liga

9.5.1 Dimensiones mínimas

9.5.1.1 Además de cumplir con las disposiciones de vigas señaladas en los Capítulos 6, 7 u 8, según corresponda, la menor de las dimensiones de la sección transversal de traves de liga y contratraves diseñadas como elementos de unión entre muros, pilas y o pilotes, en cajones de cimentación o entre zapatas deberá ser igual o mayor que el claro libre entre columnas dividido entre 20, pero no menor que 450 mm.

9.5.1.2 Se deberán proporcionar estribos cerrados con una separación que no exceda la mitad de la dimensión menor de dicha sección transversal o 300 mm.

9.5.1.3 Las contratraves y vigas que sean parte de una cimentación a base de zapatas o cajones sujetas a flexión de columnas que son parte del SERCGFL designado para resistir sismo deberán de cumplir con las mismas especificaciones correspondientes al factor de comportamiento sísmico Q que se requieren para los elementos de la superestructura.

9.6 Cajones de cimentación

9.6.1 En el dimensionamiento de losas de fondo de cajones de cimentación, se seguirán los criterios señalados en 9.3.2 para determinar las presiones netas de contacto con el suelo, y éstas deberán ser menores que la capacidad de carga unitaria reducida (capacidad de carga de diseño) que se define en 3.3.1 de la NTC-Cimentaciones.

9.6.2 Las losas de cimentación que resistan fuerzas sísmicas de columnas o muros que son parte del SERCGFL seleccionado para resistir sismo deberán diseñarse como diafragmas y losas y cumplir con lo prescrito en 6.8 si la estructura es de ductilidad baja o media. Si la estructura es de ductilidad alta, se deberá satisfacer 8.10. Los planos y memorias deberán indicar si éstas son parte del sistema sismorresistente. En todos los casos, se deberá revisar en dichas losas los efectos de posibles desplomos de la estructura.

Comentario:

Las losas de cimentación y cajones de cimentación con carga excéntrica construidos en los suelos blandos de las zonas geotécnicas II y III son susceptibles a inclinarse con el tiempo, generando desplomos crecientes en las edificaciones, que pueden agravarse ante sollicitaciones sísmicas. En tales circunstancias, se busca que la resultante de las cargas bajo combinaciones de acciones de servicio, sea coincidente con el centroide del área de cimentación, como se señala en 4.6.1 de NTC-Cimentaciones.

9.6.3 Cimentaciones mixtas con cajones sobre pilas o pilotes

9.6.3.1 Se considerará que las cimentaciones mixtas conformadas por cajones o losas ubicados en las zonas geotécnicas II y III de la NTC-Cimentaciones, que se apoyen sobre pilas o pilotes, especialmente los que tengan su punta en un estrato duro, podrán al paso del tiempo perder el contacto con el suelo de apoyo debido al hundimiento regional. En estos casos, además de diseñar la losa del fondo del cajón para soportar la presión inicial del suelo y, en su caso, la subpresión del agua a esa profundidad, se diseñará también para trabajar como losa de entrepiso considerándola apoyada únicamente sobre las pilas o pilotes. Por su parte, las pilas o pilotes se diseñarán para soportar la totalidad de las cargas de la estructura, sin considerar contribución alguna del cajón a la capacidad de carga, como se establece en 3.6.1 (diseño en términos de capacidad de carga) de la NTC-Cimentaciones.

Comentario:

En edificaciones que cuenten con cimentaciones mixtas conformadas por losas o cajones de cimentación apoyados sobre pilas o pilotes, es recomendable realizar análisis de interacción suelo-estructura con métodos numéricos para tomar en cuenta la rigidez de la cimentación en la distribución de las reacciones de estos elementos de cimentación profunda

Diversos modelos numéricos han demostrado la influencia que tiene la rigidez de la losa o del cajón en la distribución de las reacciones de las pilas o pilotes; en efecto, entre mayor sea la rigidez del cajón o de la losa, los pilotes de las esquinas y del perímetro toman mayor carga mientras, que las pilas o pilotes interiores disminuyen su contribución a la reacción (Rodríguez, 2018; Cruz et al., 2021).

9.7 Pilas y pilotes

9.7.1 La cantidad, arreglo geométrico en planta y dimensiones de las secciones de las pilas o pilotes que se determinen a partir del proceso de diseño estructural y geotécnico, deberán ser tales que las cargas de diseño sean menores o iguales que la capacidad de carga reducida (capacidad de carga de diseño) que se define en 3.6.2 de la NTC-Cimentaciones para pilas o pilotes.

9.7.2 Las secciones de pilas deberán cumplir con los diámetros mínimos establecidos en 7.1.3.1 de la NTC-Cimentaciones, en función de su profundidad de desplante.

9.7.3 Pilas y pilotes en compresión

9.7.3.1 La resistencia axial a compresión en pilas o pilotes P_{R0} , deberá ser mayor que la fuerza axial de diseño P_u que actúa sobre los elementos, de acuerdo con las ecs. 9.7.3.1.a a 9.7.3.1.c:

$$P_{R0} \geq P_u \quad (9.7.3.1.a)$$

$$P_{R0} = 0.8 F_R P_o \quad (9.7.3.1.b)$$

$$P_o = 0.85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s \quad (9.7.3.1.c)$$

9.7.3.2 El factor de resistencia a emplearse en la ec. 9.7.3.1.b, se indica en la tabla 9.7.3.2.

Tabla 9.7.3.2 – Factores de resistencia F_R por compresión para la revisión de elementos de cimentación profunda trabajando a compresión

Tipo de cimentación profunda	Factor de resistencia F_R por compresión	
Pilas coladas en sitio en suelos, sin ademe metálico permanente, con refuerzo longitudinal que satisface 6.4.3.1.1 ^[1]	0.55	a)
Pilas coladas en sitio en roca, con tubo metálico ^[2] o ademe metálico permanente que no satisfaga 9.7.3.3	0.60	b)
Pilotes coladas en sitio, con tubo metálico relleno de concreto ^[3]	0.70	c)
Pilas coladas en sitio en suelos, con ademe metálico permanente confinado que satisface 9.7.3.3.	0.65	d)
Pilote prefabricado instalado (con o sin presfuerzo)	0.65	e)

^[1] F_R representa un límite superior para construcción de pilas coladas en sitio de buena calidad. Puede adoptarse un valor menor si se consideran condiciones difíciles de construcción.

^[2] Para tubos de acero con espesor de pared menor que 6.4 mm.

^[3] El espesor de la pared del tubo de acero deberá ser al menos de 6.4 mm.

9.7.3.3 Los elementos de cimentación profunda colados en sitio con camisa o ademe metálicos permanente se consideran confinados si se cumple a) a f):

- El diseño no deberá considerar el ademe para resistir ninguna porción de la carga axial
- El ademe deberá hincarse a golpes
- El grosor de la camisa no deberá ser menor que el calibre estándar no. 14 (1.7 mm)
- El ademe no debe tener costuras, o las costuras deben tener una resistencia igual a la del acero del ademe

- e) La relación entre el esfuerzo de fluencia del acero de la camisa y el f'_c del concreto no será menor que 6, y el esfuerzo de fluencia del acero no será menor que 210 MPa (2 100 kg/cm²)
- f) El diámetro nominal del elemento de cimentación debe ser igual o menor que 400 mm.

9.7.3.4 Se considerarán los efectos de colocar las pilas o pilotes con una excentricidad de hasta 75 mm con respecto de su ubicación de proyecto. Para tomar en cuenta lo anterior, se aceptará revisar los elementos para que puedan resistir 110 por ciento de la carga axial factorizada.

9.7.3.5 Elementos sin ademe permanente o partes de elementos sin ademe permanente que no cumplan con 6.4.3.1.1 deberán diseñarse de conformidad con los requisitos del Capítulo 12 con los factores de resistencia de la tabla 9.7.3.2. o de la tabla 3.8.2.1.j, por compresión o tensión, respectivamente.

Comentario

El diseño de un elemento de cimentación profunda, cuyo refuerzo longitudinal varía a lo largo, estará basado en el factor F_R apropiado para el refuerzo longitudinal suministrado en cada sección. No es necesario usar el menor valor de F_R para todo el elemento.

En caso de elementos de cimentaciones profundas diseñados con el Capítulo 12, se puede suponer que $H'=0$.

9.7.4 Pilas y pilotes en tensión

9.7.4.1 Cuando las pilas y pilotes resistan fuerzas de tensión o donde M_u sea mayor que $0.4M_{agr}$, se deberá proporcionar acero longitudinal en la longitud total resistente a esas fuerzas de tensión, despreciando la contribución del concreto. Dicho refuerzo deberá detallarse para transferir las fuerzas de tensión de la cabeza de la pila o pilote al miembro de la estructura de soporte.

9.7.4.2 El refuerzo en pilas coladas en el sitio deberá satisfacer 9.7.5.

9.7.4.3 Cuando las fuerzas a tensión sean transferidas por barras post-instaladas o con elementos con resina o mortero epoxi o mortero fluido de baja contracción, se deberá verificar que las barras puedan desarrollar un esfuerzo de $1.25f_y$.

9.7.5 Refuerzo longitudinal en pilas y pilotes

9.7.5.1 El refuerzo deberá ser habilitado y colocado en una pieza antes que se coloque el concreto, excepto en lo permitido por a) y b):

- a) Se podrán colocar pasadores de refuerzo incrustados en la cabeza de las pilas, no mayores que 1.5 m de longitud, después del colado, mientras el concreto se encuentre en un estado manejable
- b) En pilotes de barrena continua, el armado deberá colocarse posteriormente al colado, por lo que se deberá prever que el concreto se encuentre en un estado fresco en toda su longitud durante esta maniobra.

9.7.5.2 El refuerzo a flexocompresión se extenderá más allá de la zona resultante del análisis, donde sólo se trabaja a compresión, en una longitud igual a seis veces la dimensión menor de la pila o pilote más L_d .

9.7.5.3 El refuerzo longitudinal deberá contar con un arreglo simétrico respecto al eje longitudinal de la pila o pilote.

9.7.5.4 En pilotes prefabricados sin presfuerzo, el refuerzo longitudinal mínimo deberá ser de cuatro barras, con un área mínima de $0.008A_g$.

9.7.5.5 En pilas coladas en el sitio, el refuerzo longitudinal mínimo deberá ser con un área de $0.008A_g$.

9.7.5.6 En pilotes prefabricados pretensados, el presfuerzo efectivo en el pilote deberá proveer un esfuerzo promedio mínimo de compresión en el concreto de acuerdo con la tabla 9.7.5.6.

Comentario

Los valores de la cuantía para el refuerzo longitudinal mínimo establecidos en 9.7.5.4 y 9.7.5.5 son independientes al esfuerzo de fluencia del acero empleado.

Tabla 9.7.5.6 – Esfuerzo mínimo de compresión en pilotes pretensados

Longitud del pilote, m	Esfuerzo de compresión mínimo, MPa (kg/cm ²)
Longitud del pilote ≤ 10	2.8 (28)
10 < Longitud del pilote ≤ 15	3.8 (38)
Longitud del pilote > 15	4.8 (48)

9.7.6 Refuerzo transversal en pilas y pilotes

9.7.6.1 El refuerzo longitudinal deberá ser confinado por refuerzo transversal con diámetro no menor del no. 3 para pilotes y del no. 4 para pilas y cumplir con los requisitos señalados en 14.7.

9.7.6.2 La separación del refuerzo de confinamiento no excederá el menor de a) a c):

- $12d_b$ de la barra longitudinal más gruesa
- Mitad de la dimensión menor de la pila o pilote
- 300 mm.

9.7.7 Elementos clasificados como columnas

9.7.7.1 Las porciones de los elementos de cimentaciones profundas que no estén rodeados por suelo, o que estén embebidas en relleno suelto que no sea capaz de proporcionar restricción lateral, o que puedan quedar desconfiadas por el suelo por efecto del hundimiento regional, deberán diseñarse como columnas de acuerdo con 7.4 y con una separación de estribos uniforme en una longitud no menor que cinco diámetros según 7.4.4.2.2.

9.7.7.2 La longitud de la eventual pérdida de confinamiento de suelo en la parte superior del elemento de cimentación profunda, se estimará a partir del hundimiento regional en un periodo equivalente a la vida útil de la estructura, pero no será menor que cinco veces el diámetro o mayor lado de la pila o pilote, respectivamente.

Comentario:

En la condición descrita en 9.7.7.1 pueden encontrarse las pilas o pilotes de cimentación de edificaciones ubicadas en las zonas geotécnicas II y III, especialmente aquéllos cuya punta se apoye en un estrato duro o que llegue a apoyarse con el tiempo en un estrato duro, debido a que, aun cuando en un inicio se encuentren embebidos en suelo, el hundimiento regional puede provocar con el tiempo, la pérdida de confinamiento del elemento y del contacto de la losa con el suelo.

Se tendrá presente que una parte importante del cortante basal, especialmente el resultante de combinaciones de acciones que incluyan solicitaciones sísmicas, se soportará eventualmente por la parte superior de las pilas o de los pilotes si la losa o cajón pierde contacto con el suelo, por lo que en el diseño estructural se deberán considerar los esfuerzos a flexocompresión y cortante correspondientes.

9.7.8 Fricción negativa en pilas y pilotes

9.7.8.1 Se considerará en la revisión estructural de pilas o pilotes de cimentación de las zonas geotécnicas II y III, los incrementos de carga debido a las fuerzas de arrastre descendentes que pudieran generarse por la fricción negativa (descenso del suelo circundante debido al hundimiento regional).

9.7.8.2 El cálculo de las fuerzas por fricción negativa se realizará para escenarios probables de abatimiento piezométrico, a partir de modelos numéricos, o bien, siguiendo el procedimiento indicado en 3.6.4 de la NTC-Cimentaciones.

9.7.8.3 Las fuerzas de arrastre descendente debido al hundimiento regional, pueden afectar igualmente a los muros perimetrales de la cimentación apoyada sobre las pilas o pilotes de las zonas geotécnicas II y III y deberán considerarse en la revisión estructural, de acuerdo con lo señalado en 5.2.5 de la NTC-Cimentaciones.

Comentario:

Se destaca que las fuerzas de arrastre descendentes por fricción negativa afectan con mayor magnitud a los pilotes o pilas que se encuentran ubicados en las esquinas y bordes de losas y cajones de cimentación. Para la determinación de la fricción negativa como una fracción de la capacidad de carga total de una pila o pilote, puede recurrirse a los coeficientes de reducción señalados en la tabla 3.5.1 de la NTC-Cimentaciones (elementos de esquina, de borde o interiores).

9.8 Muros permanentes para contención de excavaciones

9.8.1 Los muros permanentes para contención de excavaciones que formen parte integral de la cimentación, como los muros perimetrales de cajones colados in situ, deberán diseñarse como una losa que trabaje en una dirección, de acuerdo con 6.6 de esta Norma.

9.8.1.1 Como una alternativa a 5.5.3, para el diseño a cortante del alma de un muro de contención con una relación longitud a espesor de al menos 2.5, se permitirá calcular V_{CR} con la ec. 9.8.1.1:

$$V_{CR} = 0.17\sqrt{f'_c}b_wd \quad (9.8.1.1)$$
$$(V_{CR} = 0.5\sqrt{f'_c}b_wd)$$

9.8.2 En la determinación de los elementos mecánicos para el diseño estructural de muros de contención en excavaciones, como muros perimetrales de cajones de cimentación, tablestacas de concreto o muros excavados y colados in situ, se deberán considerar las presiones horizontales de acuerdo con lo señalado en 3.4.3 de la NTC-Cimentaciones.

9.8.3 Las deflexiones, momentos flexionantes y fuerzas cortantes actuantes en muros para contención de excavaciones, especialmente en las excavaciones profundas que suelen contenerse con muros excavados y colados in situ, dependen del procedimiento constructivo, por lo que en su determinación se considerará la secuencia del proceso de excavación, así como del sistema de apuntalamiento o de anclaje, en su caso.

9.8.4 Si en el diseño de la edificación se considera absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre los muros perimetrales del cajón y el suelo o de los muros de contención permanentes y el suelo, siempre y cuando sean suelos naturales o rellenos controlados compactos, los muros y elementos estructurales de la subestructura que transmiten dicho empuje, deberán diseñarse expresamente para tal condición.

Comentario:

Es crítico considerar, en el diseño estructural de los muros para contención de excavaciones, las fuerzas de arrastre por fricción negativa que pueda generarse en las paredes de los cajones de cimentación de acuerdo con lo señalado en 5.1.5 de la NTC-Cimentaciones, cuando proceda. Es necesario revisar también los criterios de revisión indicados en el Capítulo 6 de la NTC-Cimentaciones.

El requisito de 9.8.1.1 considera una mayor resistencia a cortante de elementos largos que trabaja en una dirección que resiste cargas distribuidas y tienen el efecto benéfico de la interacción suelo-estructura. Cuando la estructura tenga una relación ancho-espesor menor que 2.5, es conveniente usar la ec. 5.5.3.1.1.b que es más conservadora.

10. MÉTODO DE PUNTALES Y TENSORES

10.1 Alcance

10.1.1 Se presentan en este capítulo los requisitos mínimos para diseño de elementos de concreto mediante el método de puntales y tensores. En este capítulo se tratan los aspectos de a) a f):

- a) Requisitos generales (véase 10.2)
- b) Procedimiento de diseño del modelo de puntales y tensores (véase 10.3)
- c) Resistencia de los puntales (véase 10.4)
- d) Resistencia de los tensores (véase 10.5)
- e) Resistencia de las zonas nodales (véase 10.6)
- f) Nudos con barras curvas (véase 10.7)
- g) Diseño sismorresistente usando el modelo de puntales y tensores (véase 10.8).

10.1.2 Este capítulo se aplicará en el diseño de estructuras, o elementos de concreto, o regiones de elementos o estructuras en donde la carga o las discontinuidades geométricas causan una distribución no lineal de deformaciones longitudinales dentro de la sección transversal y no puede, entonces, aplicarse la teoría general de flexión.

10.1.3 Se aceptará el método de puntales y tensores como solución general para todos los casos en donde no aplica la teoría general de flexión. Alternativamente, para el diseño de elementos tipo ménsula y vigas de gran peralte, se presentan procedimientos de diseño específicos en 6.10.5.

10.1.4 Serán aplicables todos los requisitos de los capítulos precedentes y los señalados en este capítulo.

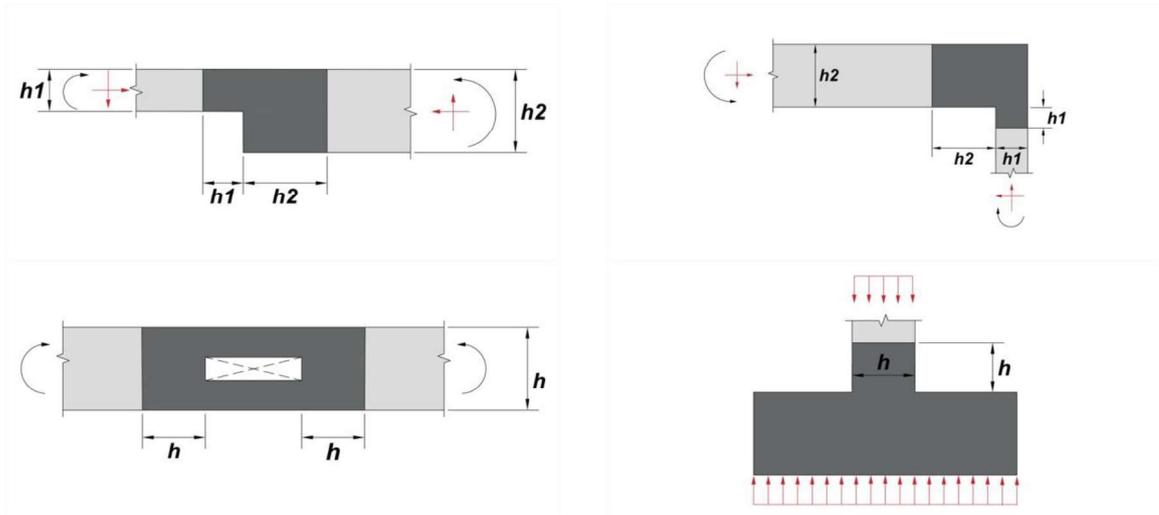
10.2 Requisitos generales

10.2.1 Los modelos de puntales y tensores consistirán en puntales y tensores conectados en los nudos formando una armadura idealizada en dos o tres dimensiones.

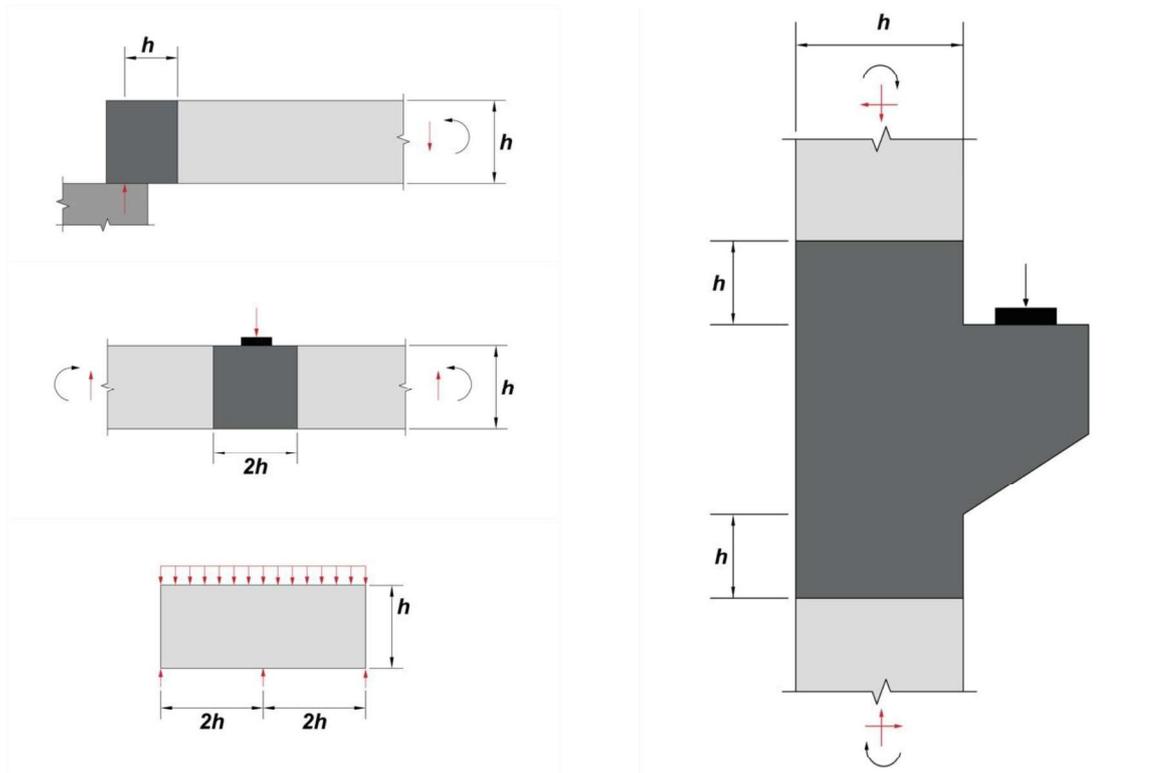
10.2.2 Se aceptará que los elementos de concreto se dividan en regiones en las que es válida la hipótesis de una distribución lineal de deformaciones en las que, por lo tanto, se aplica la teoría de flexión (véase 3.6), y regiones en las que ocurren perturbaciones en la distribución de esfuerzos debidas a cambios geométricos abruptos o a la presencia de cargas concentradas y reacciones.

Comentario:

Las regiones donde existe una distribución lineal de deformaciones se denominan Regiones B (de la palabra Bernoulli), y las que exhiben perturbaciones en la distribución, regiones D (de la palabra Discontinuidad). En la fig. C10.2.2.a se muestran ejemplos de discontinuidades por cambios abruptos de sección, de discontinuidades geométricas y de perturbaciones causadas por cargas concentradas. En las regiones B se pueden aplicar la teoría tradicional de flexión de concreto reforzado y el enfoque de diseño tradicional de resistencia a fuerza cortante ($V=V_c + V_s$). En las regiones D, una porción grande de la carga se transfiere de manera directa a los apoyos por fuerzas de compresión en el concreto y fuerzas de tensión en el refuerzo, por lo que se utiliza un enfoque de diseño distinto. Las regiones D se pueden modelar utilizando una "armadura" hipotética consistente de puntales de concreto con esfuerzos a compresión, y tensores de acero con esfuerzos a tensión, unidos en nudos. A estas "armaduras" se les refiere como modelos de puntales y tensores, algunos de los cuales se ejemplifican en la fig. C10.2.2.b. Al aplicar este capítulo, es crítico poner cuidado en la selección del modelo y su representación gráfica. El proceso de diseño del método se puede consultar en ACI PRC-445.2.



Discontinuidad geométrica



Discontinuidad geométrica y en cargas

Figura C10.2.2.a – Ejemplos de regiones D y discontinuidades

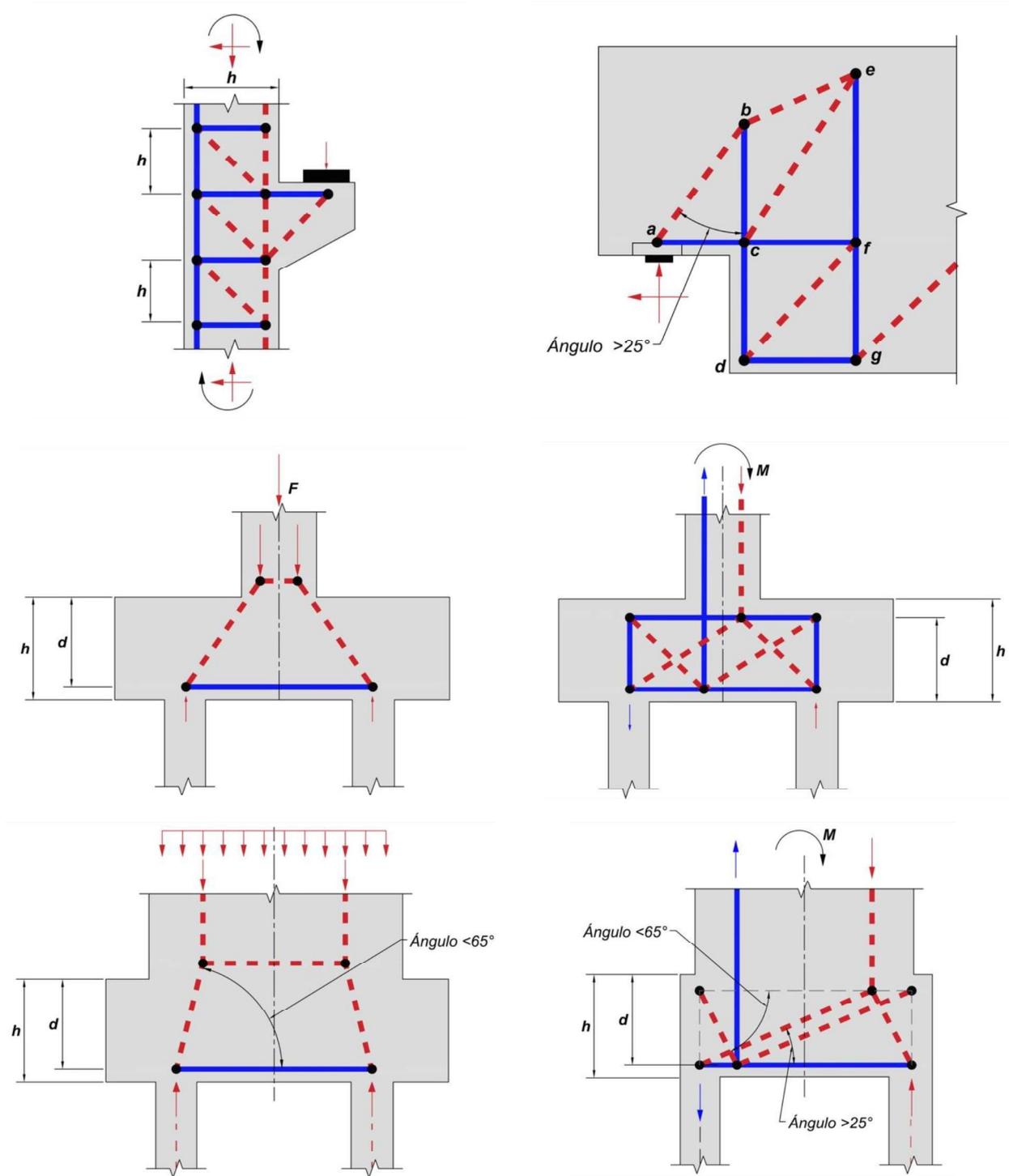


Figura C10.2.2.b – Ejemplos de modelos de puntales y tensores

10.2.3 El modelo de armadura deberá ser capaz de transferir todas las cargas factorizadas hacia los apoyos o regiones B adyacentes.

Comentario:

El modelo de armadura se refiere a un modelo de puntales y tensores. El diseño de una región D incluye los siguientes cuatro pasos, una vez que se ha definido y aislado la región D:

- 1. Calcular las fuerzas resultantes en las fronteras de cada región D*
- 2. Seleccionar un modelo de armadura para transferir las fuerzas resultantes a través de la región D. Los ejes de los puntales y tensores se seleccionan para que coincidan, respectivamente y de manera aproximada, con los ejes de los campos de compresión y de tensión. Se calculan luego las fuerzas en los puntales y tensores*
- 3. Los anchos efectivos de los puntales y zonas nodales se determinan considerando las fuerzas y las resistencias efectivas del concreto definidas en 10.4.1 y 10.6.2, respectivamente, y se diseña el refuerzo para los tensores considerando las resistencias del acero definidas en 10.5.1. Se revisa que el refuerzo se ancle en las zonas nodales*
- 4. Los modelos puntal-tensor permitirán revisar estados límite de resistencia. El Proyectista ha de revisar también los estados límite de servicio.*

10.3 Procedimiento de diseño del modelo de puntales y tensores

10.3.1. El modelo de puntales y tensores deberá estar en equilibrio con las cargas factorizadas aplicadas y las reacciones. Para determinar la geometría de la armadura, se deberán considerar las dimensiones de los puntales, tensores y zonas nodales.

Comentario:

Los puntales, tensores y zonas nodales que conforman el modelo de puntales y tensores tienen un ancho finito que se toma en cuenta al seleccionar las dimensiones de la armadura. En la figura C10.3.1.a se muestra un nudo y su zona nodal correspondiente. Las fuerzas verticales y horizontales equilibran la fuerza en el puntal inclinado. Si los esfuerzos son iguales en los tres puntales, puede emplearse una zona nodal hidrostática y los anchos de los puntales estarán en proporción a las fuerzas en los puntales.

Si actúan más de tres fuerzas en una zona nodal, en una estructura de dos dimensiones, como se aprecia en la fig. C10.3.1.b, generalmente es necesario resolver alguna de las fuerzas para terminar con tres fuerzas que se intersequen. Las fuerzas del puntal que actúan sobre las caras A-E y C-E en la fig. C10.3.1.b pueden ser reemplazadas con una fuerza que actúe sobre la cara A-C. Esta fuerza pasa a través del nudo en D.

Alternativamente, el modelo de puntales y tensores puede ser analizado suponiendo que las fuerzas de los puntales actúan a través del nudo en D, como se muestra en la fig. C10.3.1.c. En este caso, las fuerzas en los dos puntales del lado derecho del nudo D pueden ser resueltas en una sola fuerza que actúe a través del punto D, como se aprecia en la fig. C10.3.1.d.

Si el ancho del apoyo en la dirección perpendicular al elemento es menor que el ancho del elemento se puede requerir de un refuerzo transversal para evitar un hendimiento vertical en el plano del nudo. Esto puede ser representado mediante un modelo de puntales y tensores transversal.

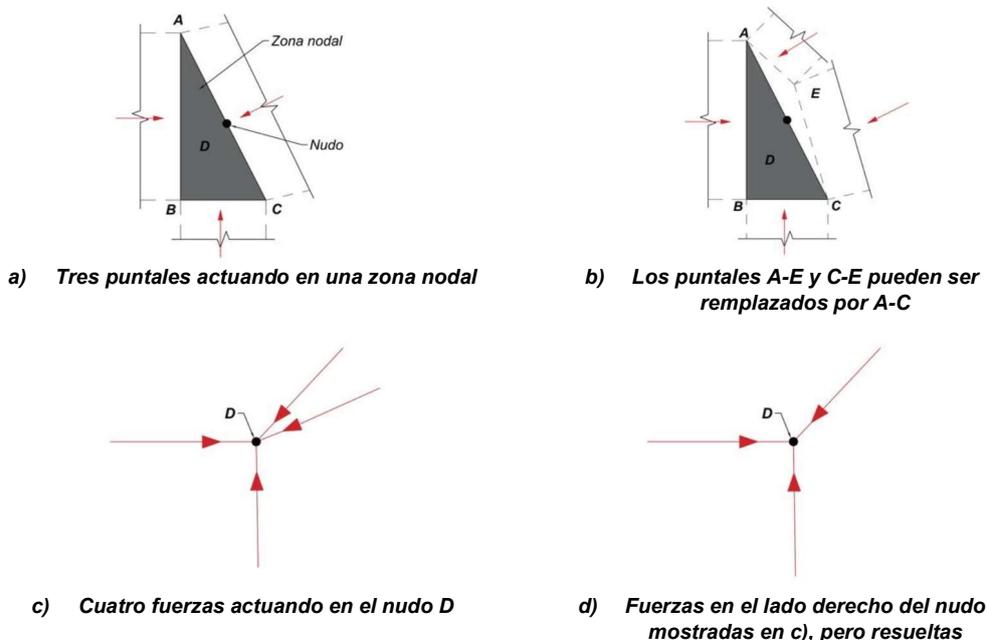


Figura C10.3.1 – Descomposición de las fuerzas en una zona nodal.

10.3.2 Los efectos del presfuerzo deberán incluirse en los modelos de puntales y tensores como cargas externas, con factores que incluyan los efectos internos debidos a las reacciones inducidas por el presfuerzo con factor de carga igual a 1.0. Para miembros pretensados, se permitirá suponer que la fuerza del presfuerzo se aplica al final de la longitud de transferencia del torón.

Comentario:

El flujo de las fuerzas en el modelo de puntales y tensores no es realista si los efectos del presfuerzo no se consideran como cargas externas. El incluir los efectos del presfuerzo como cargas externas se requiere para identificar regiones donde los efectos de otras cargas externas exceden las fuerzas de compresión y viceversa. Los efectos del presfuerzo se simulan por medio de cargas concentradas en los anclajes y cargas transversales equivalentes al efecto de desviación y curvatura de los tendones. Todos los efectos internos debidos al presfuerzo se toman con factor de carga igual a 1.0. La aplicación de la fuerza del presfuerzo al final de la longitud de transferencia podría requerir estribos de barra corrugada donde la fuerza del presfuerzo se transfiere al concreto.

10.3.3 Las resistencias de los puntales, tensores, y zonas nodales, deberán ser iguales o mayores que las fuerzas que actúan en estos miembros basándose en la relación de la ec. 10.3.3:

$$F_R F_n \geq F_u \quad (10.3.3)$$

donde F_u es la fuerza factorizada que actúa en un puntal, en un tensor o en una cara de una zona nodal; F_n es la resistencia nominal del puntal, tensor o zona nodal; y F_R es el factor de resistencia para cortante definido en 3.8.2.1.

Comentario:

Las cargas de diseño (que incluyen el factor de carga) se aplican al modelo de puntales y tensores, y luego se calculan las fuerzas en todos los puntales, tensores y zona nodales. Si existen varios casos de cargas, se investiga cada uno. Los modelos puntal-tensor se analizan para los distintos casos de carga. El diseño final de los puntales, tensores y zonas nodales será para el caso de carga particular más desfavorable para cada uno de ellos. Los modelos corresponden a los potenciales modos de falla como se ilustra en las figs. C10.3.3.a y C10.3.3b.

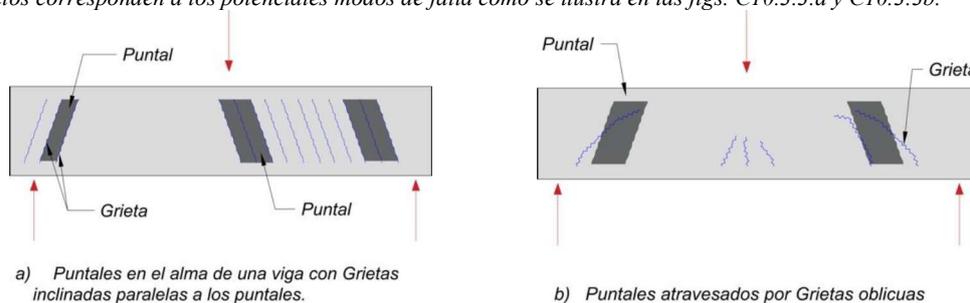


Figura C10.3.3 – Puntales para distintos casos de carga.

10.3.4 Los puntales no deberán cruzarse o traslaparse entre ellos, excepto en los nudos. Los anchos de los puntales se determinarán para que puedan resistir las fuerzas que actúan en ellos usando la resistencia efectiva del concreto de los puntales.

Comentario:

El permitir el cruce de los puntales llevaría a concentrar esfuerzos en diferentes direcciones teniendo esfuerzos resultantes mayores a los calculados en el modelo.

10.3.5 Se permitirá que los tensores se crucen con puntales o con otros tensores.

10.3.6 El ángulo θ , entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor que concurran a un solo nudo no deberá ser menor que 25 grados.

10.3.7 Se aplicarán los requisitos de cortante por fricción de 5.7 donde sea apropiado considerar la transferencia de cortante a través de un plano dado, como puede ser una grieta existente o potencial, una interfaz entre materiales distintos, o una junta de concretos colados en momentos distintos.

10.3.8 Los elementos diseñados con el método de puntales y tensores que sean parte del SERCGFL y que resistan fuerzas inducidas por sismo, deberán cumplir con los requisitos adicionales de 10.8, en caso de que sea aplicable.

Comentario:

El ángulo entre los ejes de los puntales y tensores que actúan en un nudo deberá ser lo suficientemente grande para reducir el agrietamiento y evitar las incompatibilidades debidas al acortamiento de los puntales y alargamiento de los tensores que se producen. La limitación de la abertura del ángulo impide modelar la zona del claro de cortante en las vigas esbeltas usando puntales inclinados a menos de 25 grados con respecto al acero longitudinal. En algunos casos, los modelos puntal-tensor pueden ajustarse para cumplir este requisito sin excluir el refuerzo transversal ubicado cerca de cargas concentradas o reacciones como se observa en la fig. C10.3.6.

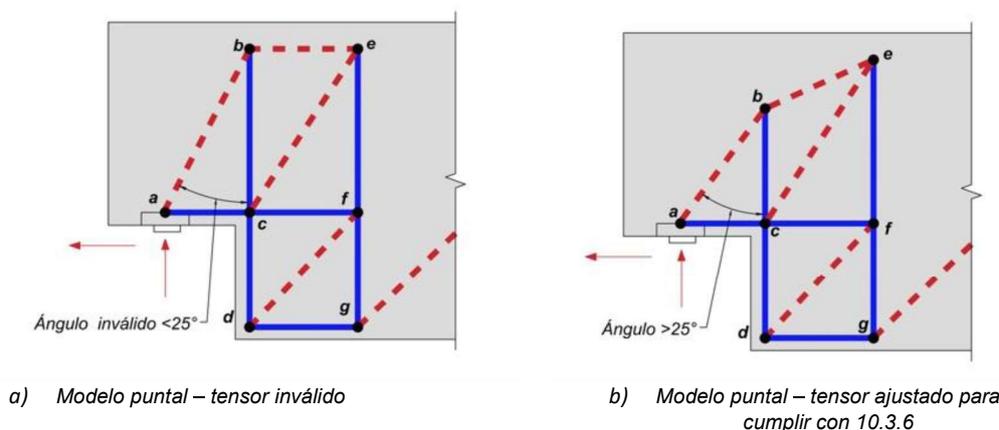


Figura C10.3.6 – Modelo de puntales y tensores de una conexión ilustrando el ajuste requerido para cumplir con el ángulo.

10.4 Resistencia de los puntales

10.4.1 La resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal, F_n , deberá tomarse como el menor valor de la ec. 10.4.1:

$$F_n = f_{ce} A_{cs} \quad (10.4.1)$$

en los dos extremos del puntal, donde A_{cs} es el área de la sección transversal en un extremo del puntal, y, f_{ce} es el menor valor entre la resistencia efectiva a la compresión del concreto en el puntal, definida en 10.4.2, y la resistencia efectiva a la compresión del concreto en la zona nodal definida en 10.6.

Comentario:

El ancho de un puntal w_s usado para calcular A_{cs} es la menor dimensión perpendicular al eje del puntal en sus extremos. Este ancho del puntal se encuentra ilustrado en las figs. 10.5.3.2 y C10.5.3.3 En las estructuras de dos dimensiones, el espesor de los puntales puede ser tomado igual al ancho del elemento, con excepción de elementos muy anchos en los que se pueden desarrollar juegos de puntales contenidos en el ancho.

10.4.2 El esfuerzo de resistencia efectiva del concreto a compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal, f_{ce} , deberá tomarse como el valor de la ec. 10.4.2:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s \beta_c f_c' \quad (10.4.2)$$

donde β_s se obtiene de tabla 10.4.2.a y β_c de la tabla 10.4.2.b.

Tabla 10.4.2.a - Coeficiente del puntal β_s

Ubicación del puntal	Tipo de puntal	Refuerzo	Esfuerzo de cortante en la región	β_s	
Miembros a tensión o zonas de tensión dentro de los miembros	Cualquiera	Cualquiera	Cualquiera	0.4	a)
Puntales en uniones viga-columna y en uniones de rodilla		Satisfacen los incisos aplicables de 6.9, 7.9 y 8.5	Cualquiera	0.75	b)
Todos los otros casos	Puntales de borde	Cualquiera	Cualquiera	1.0	c)
	Puntales interiores	Cumple con a) o b) de la tabla 10.4.4.1	Cualquiera	0.75	d)
		No cumple con a) o b) de la tabla 10.4.4.1	Cumple con 10.4.3	0.75	e)
			No cumple con 10.4.3	0.4	f)

Tabla 10.4.2.b - Factor de modificación por confinamiento de puntales y nudos β_c

Ubicación	β_c		
<ul style="list-style-type: none"> Extremo de un puntal conectado a un nudo que incluye una superficie de aplastamiento. Nudo que incluye una superficie de aplastamiento. 	Menor de:	$\sqrt{A_2/A_1}$ donde A_1 se define por la superficie de aplastamiento	a)
		2.0	b)
Otros casos	1.0		c)

Comentario:

El coeficiente de resistencia $0.85f'_c$ en la ec. 10.4.2 representa la resistencia efectiva del concreto bajo compresión sostenida.

El valor de β_s en la expresión a) de la tabla 10.4.2.a aplica, por ejemplo, al modelo transversal de una viga de apoyo tipo nariz, utilizado para dimensionar el refuerzo de soporte colgado y de la zona de apoyo, como se muestra en la fig. C10.4.2, donde la tensión longitudinal en el patín reduce la resistencia de los puntales transversales. El valor bajo de β_s refleja que estos puntales necesitan transferir compresión en una zona donde los esfuerzos de tensión actúan perpendicularmente al plano del modelo puntal-tensor.

El valor de β_s en b) de la tabla 10.4.2.a refleja los requisitos para refuerzo o confinamiento en uniones viga-columna y uniones de rodilla para estructuras de ductilidad baja, media y alta (Capítulos 6, 7 y 8, respectivamente).

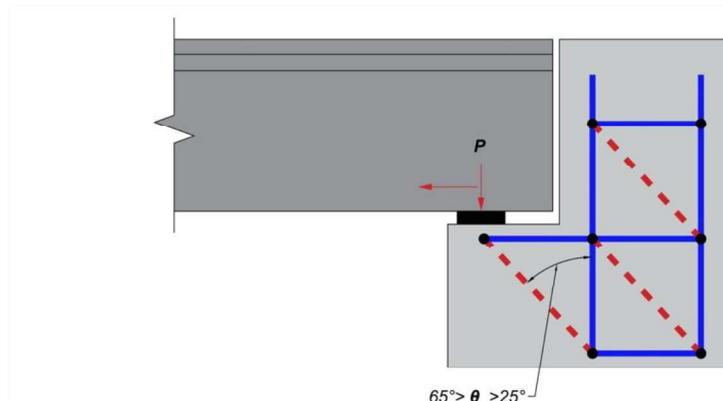


Figura C.10.4.2 - Viga de apoyo tipo nariz

El valor de β_s en la expresión c) de la tabla 10.4.2.a aplica a los puntales de borde y resulta en un estado de esfuerzos que es comparable al bloque de esfuerzos rectangular en la zona de compresión de una viga o columna. Los puntales de borde no están sometidos a tensión transversal y, por lo tanto, tiene una resistencia efectiva f_{ce} más alta que los puntales interiores.

El valor de β_s en la expresión d) de la tabla 10.4.2.a refleja el efecto benéfico del refuerzo distribuido.

El valor de β_s en e) de la tabla 10.4.2 aplica a puntales interiores en regiones con suficiente resistencia a la tensión diagonal.

El valor de β_s en f) de la tabla 10.4.2.a se redujo para evitar una falla de tensión diagonal en regiones sin refuerzo transversal que no cumplen o no se evalúan bajo 10.4.3. La evaluación de los resultados de ensayos en la base de datos de cortante del ACI en miembros sin refuerzo transversal indica que las fallas por tensión diagonal se pueden evitar si los puntales se dimensionan con base en un β_s de 0.4 (Reineck y Todisco, 2014). La base de datos de ACI para cortante incluye resultados de ensayos de especímenes con un d promedio de 380 mm y que no exceden 960 mm; por lo tanto, el efecto de tamaño no se esperaría que reduzca significativamente la resistencia de miembros de este tamaño. Debido a que el efecto de tamaño podría ser significativo para miembros de mayor peralte sin refuerzo transversal, se consideró apropiado exigir la evaluación por medio de la ec. 10.4.3.

La influencia del confinamiento del concreto en la resistencia efectiva a compresión de un puntal o nudo se tiene en cuenta por medio de β_c . La superficie de apoyo puede ser una placa de apoyo o el área de una carga de compresión bien definida de otro miembro, como puede ser una columna. Es el mismo efecto de confinamiento que se utiliza en zonas de apoyo diseñadas por aplastamiento. El incremento de la resistencia a la compresión asociado con el confinamiento generado por el concreto circundante en un modelo puntal-tensor se describe en Tuchscherer et al. (2010) y Breen et al. (1994).

10.4.3 Si el uso de β_s de 0.75 está basado en la fila e) de la tabla 10.4.2.a, las dimensiones del miembro deberán definirse para cumplir con la ec. 10.4.3, donde λ_s se define en 10.4.3.1:

$$V_u \leq F_R 0.43 \tan \theta \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_u \leq F_R 1.33 \tan \theta \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d \quad (10.4.3)$$

Comentario:

La ec. 10.4.3 tiene como intención inhibir una falla por tensión diagonal. En regiones de discontinuidad, la resistencia a tensión diagonal aumenta en la medida que el ángulo del puntal aumenta. Para puntales muy inclinados, V_u podría exceder el valor límite de la ec. 10.4.3.

10.4.3.1 El factor de modificación por efecto de tamaño λ_s deberá determinarse por medio de:

- Si se coloca el refuerzo mínimo, λ_s deberá tomarse igual a 1.0
- Si no se coloca el refuerzo mínimo distribuido, λ_s deberá tomarse de acuerdo con la ec. 10.4.3.1

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004d}} \leq 1.0$$

$$\left(\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.04d}} \leq 1.0 \right) \tag{10.4.3.1}$$

donde *d* está en mm y en la ecuación en paréntesis (en sistema MKS), en cm.

Comentario:

El refuerzo exigido por 10.4.3 se relaciona con la fuerza de tensión en el concreto debido a la expansión del puntal, como se muestra en el modelo de puntales y tensores de la fig. C.10.4.3 Esta sección permitirá el uso de modelos locales de puntal-tensor para calcular la cantidad de refuerzo transversal necesario en un puntal dado. Se puede suponer que las fuerzas de compresión en el puntal se expanden en una pendiente 2:1 como se muestra en la fig. C10.4.3 Para resistencias especificadas del concreto *f'c* que no excedan 40 MPa (400 kg/cm²), la cantidad de refuerzo requerido por la ec. 10.4.3 se considera que satisface lo especificado en 10.4.3.

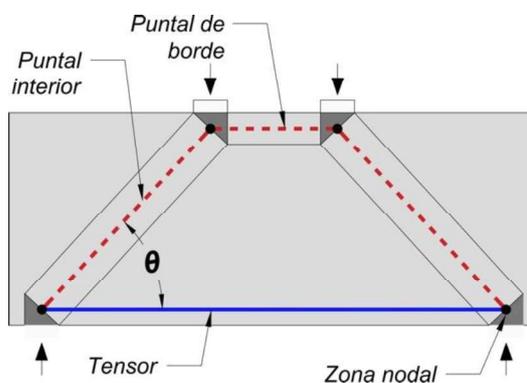


Figura C10.4.3. – Descripción del modelo puntal tensor

10.4.4 Refuerzo distribuido mínimo

10.4.4.1 En regiones D diseñadas por el método de puntales y tensores, se deberá suministrar refuerzo distribuido mínimo de conformidad con la tabla 10.4.4.1.

Tabla 10.4.4.1 – Refuerzo distribuido mínimo

Restricción lateral del puntal	Configuración del refuerzo	Cuantía de refuerzo distribuido mínimo	
Sin restricción	Ortogonal	0.0025 en cada dirección	a)
	Refuerzo en una dirección cruzando el puntal con un ángulo α_1	$\frac{0.0025}{\text{sen}^2 \alpha_1}$	b)
Restringido de acuerdo con 10.4.4.3	No se requiere refuerzo distribuido		c)

10.4.4.2 El refuerzo distribuido mínimo requerido en 10.4.4.1 se determinará a partir del área completa de la sección transversal y deberá satisfacer a) a f):

- a) El refuerzo se deberá suministrar a través del eje de los puntales interiores
- b) El refuerzo se deberá desarrollar de conformidad con 14.4
- c) Las separaciones del refuerzo *s_{LD}* y *s_{VD}* en el plano del modelo de puntales y tensores no deberá exceder 300 mm
- d) El ángulo α_1 no deberá ser menor que 40 grados

- e) Se deberán colocar un mínimo de dos planos de refuerzo alineados con el plano del modelo de puntales y tensores en aquellos miembros cuya menor dimensión perpendicular al modelo sea mayor que 250 mm
- f) La separación del refuerzo transversal entre planos de refuerzo, especificado en 10.4.4.2.e, no deberá exceder el menor de 600 mm.

10.4.4.3 Se considerará que los puntales están restringidos lateralmente si la restricción perpendicular al plano del modelo de puntales y tensores satisface a), b) o c):

- a) La región D es continua en sentido perpendicular al plano del modelo de puntales y tensores
- b) El concreto que restringe al puntal se extiende más allá de la cara lateral del puntal a una distancia no menor que la mitad del ancho del puntal
- c) El puntal en una unión está restringido de acuerdo con 6.9.5.2.5.

Comentario:

Puesto que el método de puntales y tensores se deriva del teorema del límite inferior de plasticidad, se requiere que el elemento así diseñado tenga suficiente refuerzo para promover una redistribución de fuerzas internas en estado agrietado. Además, el refuerzo distribuido contribuye a controlar el agrietamiento ante cargas de servicio, así como promueve un comportamiento dúctil. La cuantía mínima de refuerzo distribuido y los requisitos de detallado de 10.4.4.1 y 10.4.4.2 tienen este objetivo. Es posible que sean aplicables requisitos más estrictos en elementos de acuerdo con otras partes de esta Norma.

El cálculo de la cuantía de refuerzo distribuido se basa en la sección transversal completa incluso para casos en donde la geometría del nudo o el ancho del puntal es más angosta que el ancho completo del elemento. En la fig. C10.4.4.2 se muestran los límites de la separación de un elemento plano que satisface la fila a) de la tabla 10.4.4.1. Cuando el eje de un modelo puntales y tensores no esté alineado con las caras del elemento, las limitaciones de separación de 10.4.4.2.c y 10.4.4.2.f estarían determinadas en la dirección del modelo, lo cual puede conducir a una separación menor medida en el plano de la cara del elemento. En el caso de modelos de puntales y tensores tridimensionales, es conveniente considerar una separación menor que la propuesta en 10.4.4.2.f en especial en puntales no restringidos lateralmente según 10.4.4.3.

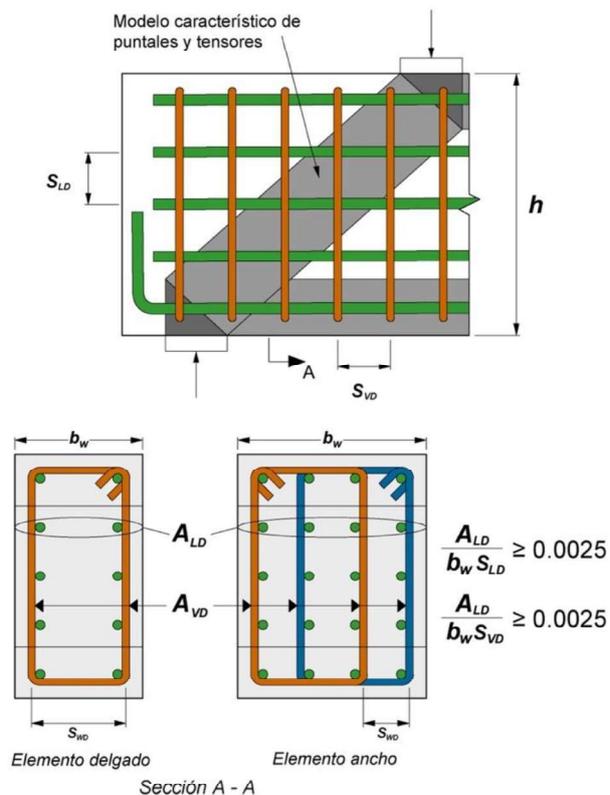


Figura C10.4.4.2 – Refuerzo distribuido en elementos anchos (adaptada de ACI CODE-318-19)

10.4.5 Detallado del refuerzo del puntal

10.4.5.1 Se permitirá el uso de refuerzo de compresión para aumentar la resistencia de un puntal. El refuerzo de compresión deberá colocarse dentro de él y paralelo al eje del puntal.

10.4.5.2 El refuerzo de compresión en un puntal deberá desarrollar f'_s en compresión en la cara de la zona nodal, donde f'_s se calculará de acuerdo con la ec. 10.4.5.2:

$$F_{ns} = f_{ce}A_{cs} + A'_s f'_s \quad (10.4.5.2)$$

10.4.5.3 Estribos cerrados que rodeen el refuerzo de compresión en puntales.

10.4.5.3.1 Los estribos cerrados que rodeen el refuerzo de compresión en puntales deberán cumplir con 14.7.3 y su separación, s , a lo largo del puntal no excederá la menor de a) a c):

- La menor dimensión de la sección transversal del puntal
- $48d_b$ de la barra o alambre usado como estribo cerrado
- $16d_b$ del refuerzo de compresión.

10.4.5.3.2 El primer estribo cerrado se deberá colocar a no más de $0.5s$ de la cara de la zona nodal en cada extremo del puntal.

10.4.5.3.3 Los estribos cerrados se suministrarán de modo que cada barra longitudinal en esquina o alternada esté restringida lateralmente por una grapa o esquina del estribo. La separación máxima entre una barra longitudinal restringida lateralmente de otra que no lo esté será de 150 mm.

10.4.5.3.4 El refuerzo helicoidal (zunchos) que se suministre para restringir el refuerzo de compresión en puntales deberá satisfacer 14.7.4.

Comentario:

La resistencia adicionada por el refuerzo está dada por el último término de la ec. 10.4.5.1. El esfuerzo f'_s en el refuerzo en un puntal en el estado de resistencia nominal, puede obtenerse de las deformaciones del puntal cuando el puntal se aplasta. Para el refuerzo de 420 MPa (4 200 kg/cm²), f'_s puede tomarse como f_y .

10.5 Resistencia de los tensores

10.5.1 La resistencia de un tensor, F_{nt} , deberá calcularse con la ec. 10.5.1:

$$F_{nt} = A_{ts}f_y + A_{tp}(f_{se} + \Delta f_p) \quad (10.5.1)$$

donde $(f_{se} + \Delta f_p)$ no deberá exceder f_{py} , y A_{tp} es igual a cero para los elementos no presforzados.

10.5.2 En la ec. 10.5.1, se permitirá tomar Δf_p igual a 420 MPa (4 200 kg/cm²) para el refuerzo presforzado adherido, o 70 MPa (700 kg/cm²) para el refuerzo presforzado no adherido. Se permitirán otros valores de Δf_p cuando se justifiquen por medio de análisis, pero Δf_p no deberá ser mayor que $f_{py} - f_{se}$.

10.5.3 Detallado del refuerzo de tensores

10.5.3.1 El eje del refuerzo en un tensor deberá coincidir con el eje del tensor en el modelo de puntales y tensores. Si el refuerzo distribuido se encuentra dentro del tensor, se podrá considerar como parte del refuerzo del tensor.

10.5.3.2 El ancho efectivo del tensor supuesto en el diseño w_t puede variar entre los límites a) y b), dependiendo de la distribución del refuerzo del tensor:

- a) Si las barras en el tensor se encuentran en una sola capa, el ancho efectivo del tensor podrá ser tomado como el diámetro de las barras en el tensor más dos veces el recubrimiento con respecto a la superficie de las barras (fig. 10.5.3.2.a)
- b) Un límite superior práctico del ancho del tensor puede tomarse como el ancho correspondiente a una zona nodal hidrostática, calculada como:

$$w_{t,m\acute{a}x} = F_{nt} / f_{ce} b_s \tag{10.5.3.2}$$

donde f_{ce} se calcula para la zona nodal según 10.6.2. Si el ancho del tensor excede el valor de a), el refuerzo del tensor deberá distribuirse aproximadamente uniforme sobre el ancho y peralte de tensor, como se presenta en la fig. 10.5.3.2.b.

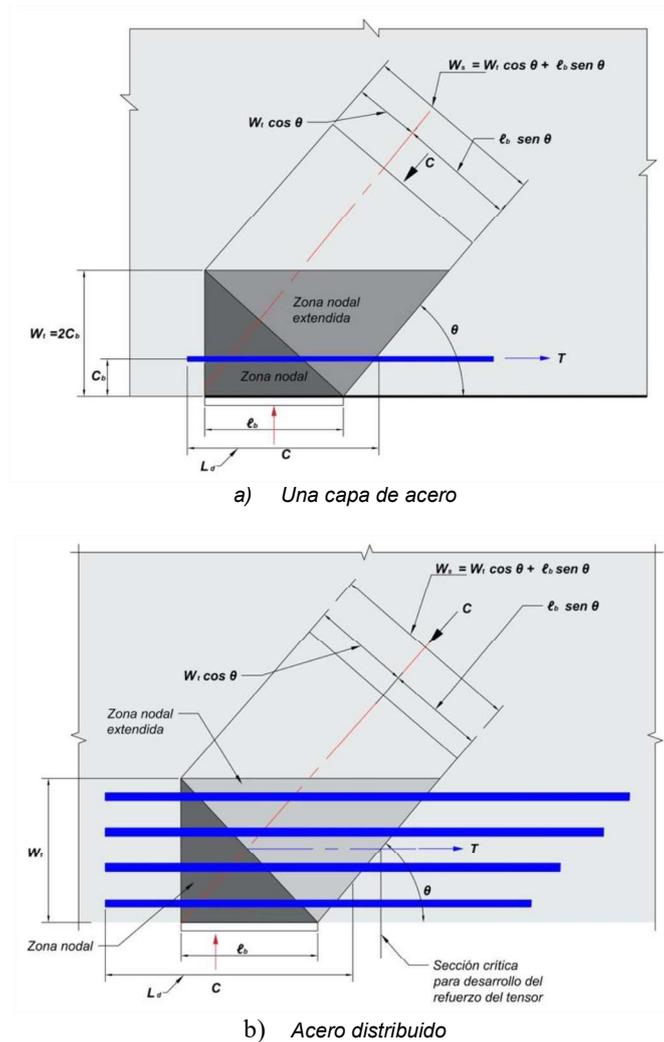


Figura 10.5.3.2 - Zona extendida del nudo mostrando el efecto de la distribución del refuerzo

10.5.3.3 La separación transversal del refuerzo del tensor en el ancho de un nudo no excederá la menor de 600 mm y la separación máxima según el tipo de elemento (viga, columna, muro, etc.) establecida en el Capítulo 6.

10.5.3.4 El refuerzo del tensor deberá anclarse mediante dispositivos mecánicos, dispositivos de anclaje de tendones postensados, dobleces estándar o mediante longitud de desarrollo de barra recta, como se especifica en 10.5.3.4.1, con excepción de tensores que se extienden de nudos de barras curvas diseñadas según 10.7.

10.5.3.4.1 La fuerza en el tensor deberá desarrollarse en cada dirección en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida y entra al claro del elemento.

Comentario:

Si el peralte del nudo excede el valor de a), el refuerzo del tensor se distribuiría de manera uniforme a lo largo del peralte y espesor o ancho del nudo. La distribución en el ancho satisfaría 10.5.3.3.

Si la separación transversal del refuerzo del tensor excede 600 mm en el ancho del elemento, se pueden usar múltiples modelos de puntales y tensores, cada uno alineado con la ubicación del refuerzo (ACI PRC-445.2).

Con frecuencia, el anclaje de los tensores requiere una atención especial en las zonas de nudos de ménsulas o en las zonas nodales adyacentes a los apoyos exteriores de las vigas de gran peralte. El refuerzo en un tensor deberá anclarse antes de que salga de la zona nodal extendida en el punto definido por la intersección del centroide de las barras en el tensor y las extensiones ya sea del contorno del puntal o del área de apoyo. Esta longitud es L_{anc} . En la fig. 10.5.3.2, esto ocurre donde el contorno de la zona nodal extendida es atravesado por el centroide del refuerzo del tensor. Parte del anclaje puede lograrse extendiendo el refuerzo a través de la zona nodal como se muestra en la figura y desarrollándola más allá de la zona nodal. Si el tensor es anclado usando barras dobladas a 90 grados, los dobleces han de estar confinados dentro del refuerzo que se extiende en la viga desde el elemento de apoyo para evitar el agrietamiento a lo largo de la parte externa de los ganchos en la región de apoyo.

En la fig. C10.5.3 se muestran dos tensores anclados a una zona nodal. Se requiere desarrollarlos a partir de donde el centroide del tensor atraviesa el contorno de la zona nodal extendida.

La longitud de desarrollo del refuerzo del tensor puede ser reducido a través de dobleces, dispositivos mecánicos, confinamiento adicional o traslapándolo con varias capas de barras más pequeñas.

Si limitantes geométricas no permiten la colocación de refuerzo transversal como se requiere en 10.4.4, es recomendable considerar múltiples modelos de puntales y tensores, cada uno que ocupe una porción del ancho del elemento. En todo caso, es necesario revisar que no quede ningún volumen de concreto fuera de los modelos de puntales y tensores sin conectar. Como regla se puede aceptar que todo volumen de concreto más allá de 300 mm del nudo, es indispensable conectarlo con el modelo de puntales y tensores.

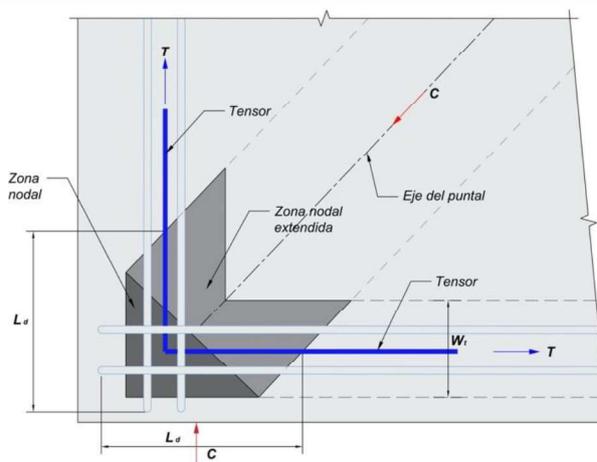


Figura C10.5.3.3 – Zona nodal extendida

10.6 Resistencia de las zonas nodales

10.6.1 La resistencia a la compresión de una zona nodal, F_{nn} , deberá ser:

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \quad (10.6.1)$$

donde f_{ce} se especifica en 10.4.2, y A_{nz} es la menor de a) y b):

- Área de la cara de la zona nodal en donde actúa F_u , tomada en forma perpendicular a la línea de acción de F_u
- Área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

Comentario:

Si los esfuerzos en todos los puntales que se encuentran en un nudo son iguales, se puede utilizar una zona nodal hidrostática (fig. C10.6.1). Las caras de esa zona nodal son perpendiculares al eje de los puntales, y los anchos de las caras de la zona nodal son proporcionales a las fuerzas en los puntales.

Suponiendo que las fuerzas en los puntales y tensores actúan paralelamente a sus ejes, los esfuerzos en las caras perpendiculares a esos ejes constituyen los esfuerzos principales, y se usa la condición a) de 10.6.1. Si como se muestra en la figura, la cara de una zona nodal no se encuentra perpendicular al eje del puntal, se producen tanto fuerzas de cortante como fuerzas normales en la cara de la zona nodal. Comúnmente, estos esfuerzos se reemplazan por el esfuerzo normal (compresión principal) que actúa en el área transversal A_c del puntal, tomada perpendicularmente al eje del puntal, como se indica en la fig. C10.6.1.a.

En algunos casos (10.6.1.b) se exige que los esfuerzos sean revisados en una sección a través de una zona nodal subdividida. Los esfuerzos se verifican en la menor sección que sea perpendicular a la fuerza resultante en la zona nodal. En la fig. C10.6.1.b, la cara vertical que divide a la zona nodal en dos partes es sometida a esfuerzos causados por la fuerza resultante que actúa a lo largo de A-B. El diseño de la zona nodal se encuentra determinado por la sección crítica de los incisos 10.6.1.a. o 10.6.1.b, la que conduzca al mayor esfuerzo.

En la zona nodal de la fig. C10.6.1.a, la reacción R equilibra las componentes verticales de las fuerzas C_1 y C_2 . Con frecuencia, los cálculos son más fáciles si la reacción R se divide en R_1 , que equilibra el componente vertical C_1 , y R_2 que equilibra la componente vertical de la fuerza C_2 , como se muestra en la fig. C10.6.1b.

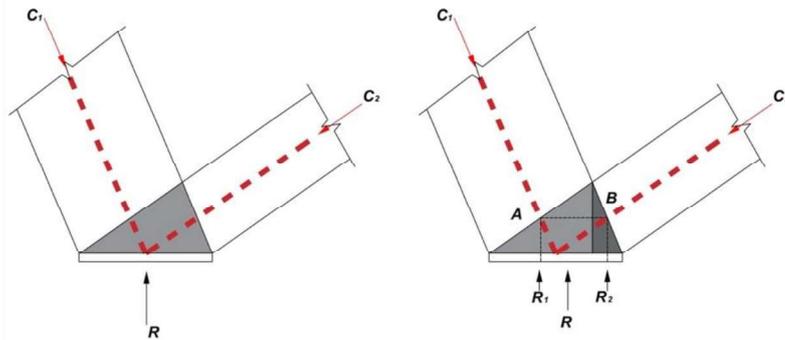


Figura C10.6.1 – Zona nodal subdividida

10.6.2 A menos que se coloque refuerzo de confinamiento dentro de la zona nodal y que sus efectos sean respaldados por ensayos y análisis, los esfuerzos de compresión efectivos, f_{ce} calculados en una cara de la zona nodal debidos a las fuerzas del modelo de puntales y tensores, no deberán exceder el valor dado por la ec. 10.6.2:

$$f_{ce} = 0.85\beta_n f'_c \quad (10.6.2)$$

donde el valor de β_n está dado de acuerdo con a) a c):

- $\beta_n = 1.0$ en zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo
- $\beta_n = 0.8$ en zonas nodales que anclan un solo tensor
- $\beta_n = 0.6$ en zonas nodales que anclan dos o más tensores.

Comentario:

Los nudos en los elementos en dos dimensiones como vigas de gran peralte, pueden ser clasificados como C-C-C si todos los elementos que se intersecan en el nudo se encuentran en compresión; como nudos, C-C-T si uno de los elementos que actúa en el nudo se encuentra en tensión, y así sucesivamente, como se aprecia en la fig. C10.6.2. La resistencia efectiva a la compresión en una zona nodal está dada por la ec. 10.6.2, modificada por los valores de β_n en a), b) y c) que se aplican a los nudos C-C-C, C-C-T y C-T-T o T-T-T, respectivamente.

Los valores β_n reflejan el creciente grado de perturbación de las zonas nodales debido a la incompatibilidad de las deformaciones de tensión en los tensores y deformación de compresión en los puntales. El esfuerzo en cualquier cara de la zona nodal o en cualquier sección a través de la zona nodal no deberá exceder el valor dado en la ec. 10.6.2 modificada según los incisos a) a c).

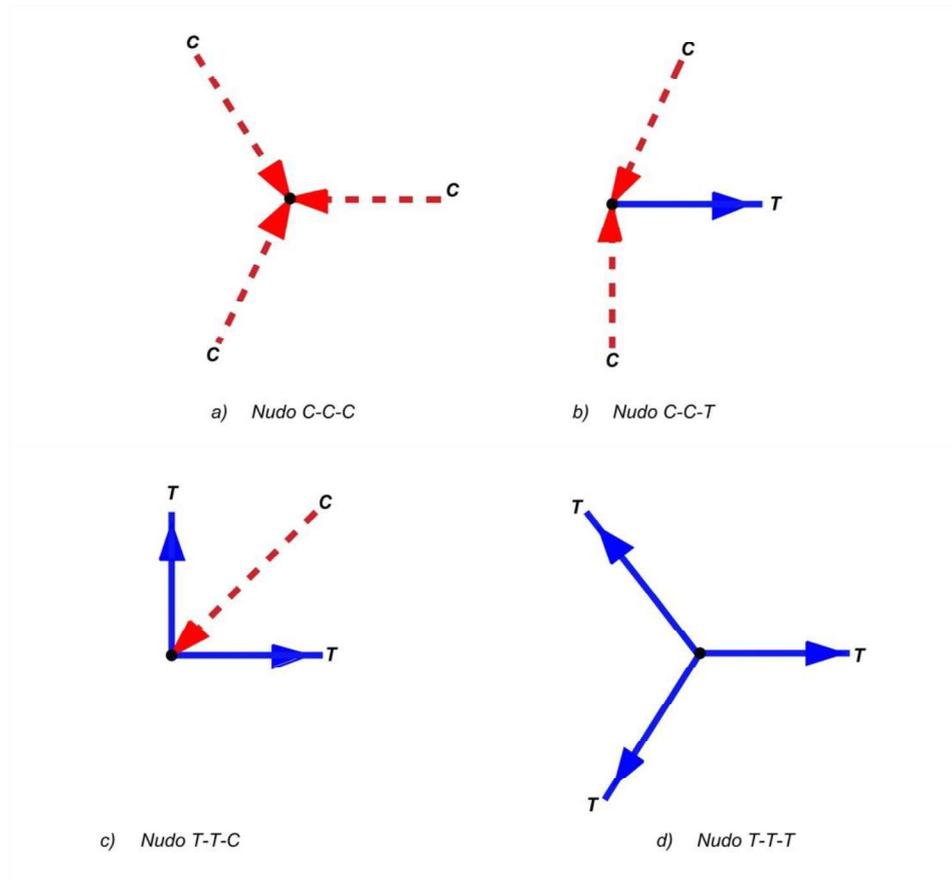


Figura C10.6.2 – Clasificación de nudos

10.6.3 El área de cada cara de una zona nodal, A_{nz} , deberá tomarse como la menor de a) y b):

- El área de la cara de la zona nodal perpendicular a la línea de acción F_{ns}
- El área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

10.6.4 En un modelo de puntales y tensores tridimensional, el área de cada cara de una zona nodal no deberá ser menor que la dada en el inciso a) de 10.6.3, y la forma de cada cara de las zonas nodales deberá ser similar a la forma de la proyección del extremo de los puntales sobre las caras correspondientes de las zonas nodales.

Comentario:

Esta descripción de la forma y orientación de las caras de las zonas nodales se introduce para simplificar los cálculos de la geometría de un modelo de puntales y tensores tridimensional, como se aprecia en la fig. C10.6.3.

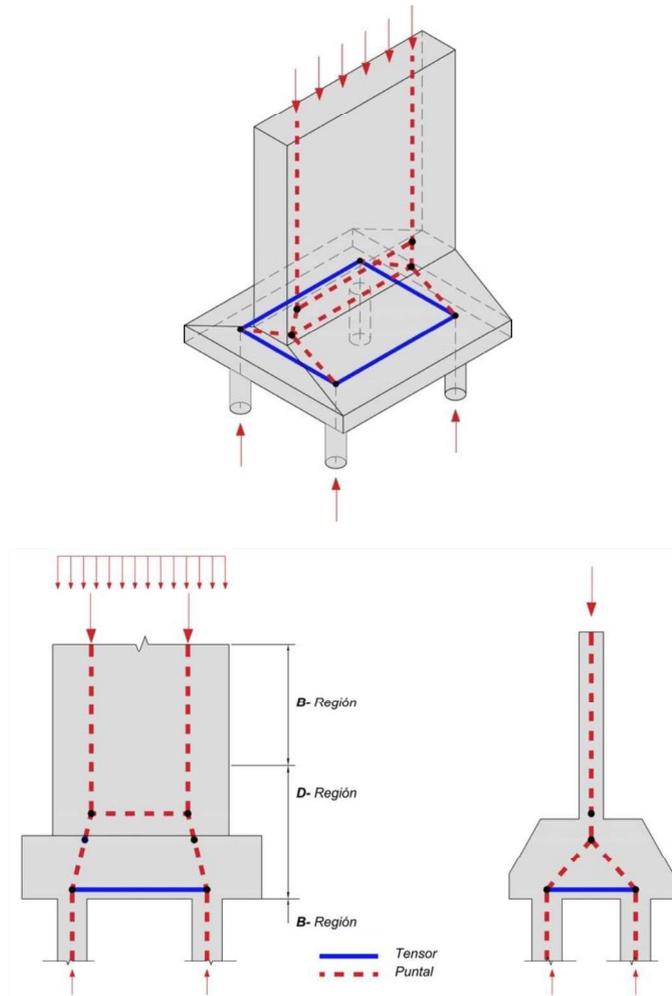


Figura C10.6.3 – Modelos de puntales y tensores tridimensionales

10.7 Nudos con barras curvas

10.7.1 Los nudos con barras curvas deberán diseñarse y detallarse de acuerdo con esta sección.

Comentario:

Un nudo de barra curva es formado por la región doblada de una barra, o barras de refuerzo continuas donde los tensores que se extiende desde la región del dobléz son intersecados por un puntal (o la resultante de dos o más puntales, como se aprecia en la fig. 10.7.5, o donde solo un tensor es anclado por medio de un dobléz de 180 grados (figura C10.7.2).

10.7.2 Si el recubrimiento libre especificado normal al plano del dobléz es $2d_b$ o mayor, el radio del dobléz r_b deberá cumplir con a) o b), pero no deberá ser menor que la mitad del diámetro de doblado especificado en 14.3:

- a) Los nudos con barras curvas con dobléces de menos de 180 grados, según la ec. 10.7.2.a:

$$r_b \geq \frac{2A_{ts}f_y}{b_s f'_c} \tag{10.7.2.a}$$

b) Los tensores anclados por medio de dobleces de 180 grados, de acuerdo con la ec. 10.7.2.b

$$r_b \geq \frac{A_{ts} f_y}{w_t f'_c} \tag{10.7.2.b}$$

Comentario:

Las ecs. 10.7.2.a y 10.7.2.b tienen como intención evitar un f_{ce} que exceda el límite para nudos C-T-T dado en 10.6.2. En la ec. 10.7.2.a, b_s es el ancho del puntal perpendicular al plano del modelo de puntales y tensores. La ec. 10.7.2.a aplica sin distinción, si las fuerzas en el nudo son iguales o diferentes; cuando las fuerzas del tensor son diferentes, se usará la mayor fuerza en el tensor para determinar A_{ts} .

Los tensores anclados por dobleces de 180 grados pueden utilizarse en nudos C-C-T, como se aprecia en la fig. C10.7.2. Las ramas rectas paralelas de la barra o barras que se extienden dentro del miembro constituyen un solo tensor. La ec. 10.7.2.b tiene como intención asegurar que f_{ce} no exceda el límite en nudos C-C-T dado en 10.7.2. El ancho w_t es el ancho efectivo del tensor, como se aprecia en la fig. C10.7.2.

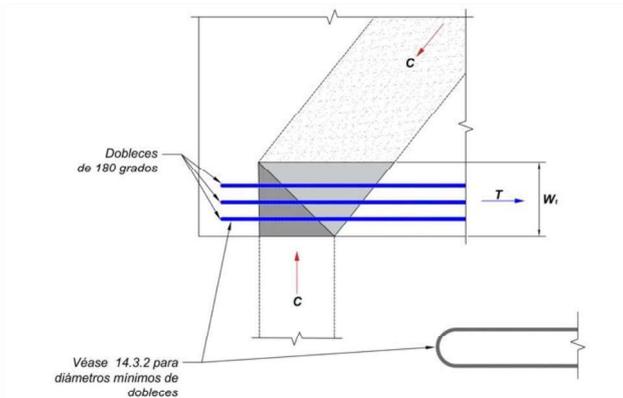


Figura C10.7.2 – Nudo C-C-T utilizando tensores anclados con dobleces de 180 grados

10.7.3 Si el recubrimiento libre especificado en la cara lateral normal al plano del doblez es menor que $2d_b$, el valor de r_b requerido por 10.7.2 deberá multiplicarse por la relación $2d_b/c_e$, donde c_e es el recubrimiento libre especificado de la cara lateral.

Comentario:

Se requieren mayores radios de dobléz de las barras, en nudos de barras curvas para reducir las posibles fallas por hendidamiento lateral, donde el recubrimiento de concreto perpendicular al plano del doblez está limitado.

10.7.4 Si los nudos de barras curvas están formados por más de una capa de refuerzo, A_{ts} deberá tomarse como el área total de refuerzo del tensor, y r_b deberá ser el radio del doblez de la capa de refuerzo localizada más adentro.

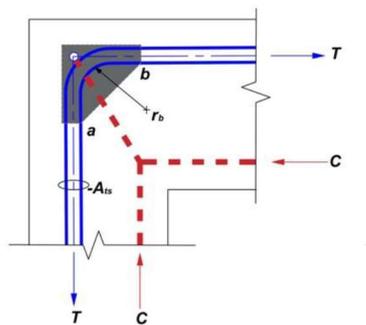


Figura 10.7.4 - Nudo de barra curva con dos capas de refuerzo (la zona nodal está sombreada)

Comentario:

En la figura 10.7.4 se ilustra el uso de un nudo de barra curva con dos capas de barras de refuerzo. En esos casos, el área total de refuerzo contribuye al esfuerzo de compresión en la cara de la zona nodal (cara a-b en la figura).

10.7.5 En uniones de rodilla, el nudo y el refuerzo deberán colocarse de tal manera que el centro de curvatura de la barra esté ubicado dentro del nudo. Las conexiones de estructuras prefabricadas deberán satisfacer 6.10.

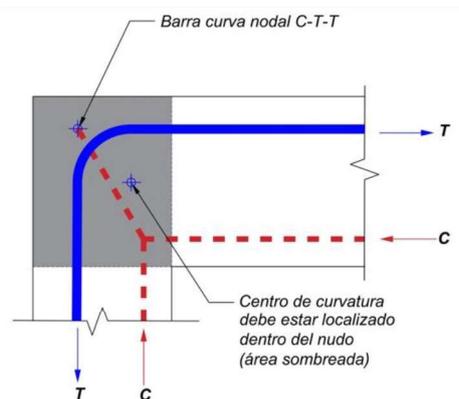


Figura 10.7.5 - Zona donde deberá localizarse el centro de curvatura en un nudo de barra curva en la esquina de un marco

Comentario:

El radio de dobléz deberá ser congruente con la geometría de la armadura usada en el modelo de puntales y tensores. En la figura 10.7.5 se ilustra la región en la cual el centro de curvatura deberá localizarse para una esquina típica del marco.

10.8 Diseño sismorresistente usando el modelo de puntales y tensores

10.8.1 Las disposiciones de esta sección se cumplirán para los elementos estructurales de ductilidad media y alta descritos en los Capítulos 7 y 8 de esta Norma, respectivamente, además de los requisitos generales de las secciones precedentes, para el diseño sismorresistente usando el modelo de puntales y tensores. Las características mecánicas del concreto y del acero de refuerzo para estructuras diseñadas con ductilidad media y alta, serán las especificadas en dichos capítulos.

10.8.2 La resistencia efectiva a la compresión de los puntales determinada de acuerdo con 10.4 deberá multiplicarse por 0.8.

10.8.2.1 Los puntales deben reforzarse con al menos cuatro barras longitudinales localizadas en cada esquina del refuerzo transversal. El refuerzo transversal debe colocarse perpendicularmente a la dirección del puntal y además cumplir con a) a d):

- a) Detallado de acuerdo con el Capítulo 7 u 8, según corresponda
- b) A_{sh}/S_{bc} de acuerdo con la tabla 10.8.2.1.a
- c) La separación debe cumplir con los requisitos del Capítulo 7 u 8, según corresponda, y no deberá exceder los valores especificados en la tabla 10.8.2.1b
- d) Ser continuo a través de la zona nodal.

Tabla 10.8.2.1.a – Refuerzo transversal para puntales

Refuerzo transversal	Expresiones aplicables	
A_{sh}/S_{bc} para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	Mayor de:	$0.3 \left(\frac{A_{cs}}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)

A_{sh} se mide desde los bordes extremos del refuerzo transversal del puntal.

Se permite configurar los estribos cerrados de confinamiento utilizando dos piezas de refuerzo como se especifica en 14.7.2.

Tabla 10.8.2.1.b – Limitaciones a la separación del refuerzo transversal

Grado del refuerzo	Separación máxima del refuerzo transversal	
Grado 42	Menor de:	$6d_b$
		150 mm
Grado 56	Menor de:	$5d_b$
		150 mm
Grado 70	Menor de:	$4d_b$
		150 mm

10.8.2.2 El refuerzo transversal deberá colocarse en cada dirección ortogonal y a través del espesor de toda la sección transversal del miembro o en la región del miembro que contenga puntales y de cumplir con a) a d):

- Detallado de acuerdo con el Capítulo 7 u 8, según corresponda
- A_{sh} / s_{bc} determinado de acuerdo con la tabla 10.8.2.2.a
- La separación medida a lo largo del eje longitudinal del miembro no puede exceder los valores especificados en la tabla 10.8.2.1.b
- La separación de los ganchos suplementarios o las ramas de los estribos cerrados tanto verticalmente como horizontalmente en el plano de la sección transversal del miembro no deberá exceder 200 mm. Cada gancho suplementario o cada rama de los estribos cerrados de confinamiento deberán abrazar una barra longitudinal de diámetro al menos igual o mayor.

Tabla 10.8.2.2.a – Refuerzo transversal para toda la sección del miembro

Refuerzo transversal	Expresiones aplicables	
A_{sh} / s_{bc} para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	Mayor de:	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)

10.8.3 Para el refuerzo de tensores, la longitud de desarrollo deberá ser 1.25 veces la longitud determinada de acuerdo con el Capítulo 14.

10.8.4 La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal calculada de acuerdo con 10.6 deberá multiplicarse por 0.8.

Comentario:

Se aplica un factor de reducción para tener en cuenta el agrietamiento que es probable que se desarrolle en puntales ubicados en una región sometida a fuerzas cíclicas reversibles.

Debido a que el esfuerzo a fluencia real del refuerzo puede exceder el esfuerzo especificado a fluencia y es posible que se alcance endurecimiento por deformación del refuerzo, las longitudes de desarrollo para el refuerzo se determinan considerando un esfuerzo de $1.25f_y$.

Se incluye una reducción de la resistencia nominal a compresión de los nudos para tener en cuenta la fluencia de los tensores y el efecto de las reversiones de carga cíclica.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

11. REQUISITOS ADICIONALES PARA ELEMENTOS PRESFORZADOS

11.1 Alcance

11.1.1 Este capítulo se deberá usar para el diseño de elementos presforzados y serán aplicables todos los requisitos de los capítulos precedentes y los señalados en este capítulo. Este capítulo incluye requisitos sobre:

- Pérdidas de presfuerzo en elementos pretensados (véase 11.2)
- Pérdidas de presfuerzo en elementos postensados (véase 11.3)
- Métodos detallados para el cálculo de pérdidas de presfuerzo (véase 11.4)
- Ganancias elásticas por cargas externas aplicadas (véase 11.5)
- Losas presforzadas (véase 11.6)
- Requisitos para el proyecto ejecutivo (véase 11.7).

11.2 Pérdidas de presfuerzo en elementos pretensados

11.2.1 Se deberá evaluar el presfuerzo efectivo mediante la resta de las pérdidas totales $\Delta f_{pTotal,pret}$, a corto plazo y diferidas, de acuerdo con 11.2.2 y 11.2.3, respectivamente, de conformidad con la ec. 11.2.1:

$$\Delta f_{pTotal,pret} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pT} + \Delta f_{pRA}(t) + \Delta f_{pAE} + \Delta f_{pFP} + \Delta f_{pCC} + \Delta f_{pGE} \quad (11.2.1)$$

11.2.2 Pérdidas de presfuerzo a corto plazo en elementos pretensados

11.2.2.1 Las pérdidas de presfuerzo a corto plazo que deberán ser evaluadas son las señaladas en a) a d):

- Asentamiento y deformación de anclajes, moldes y mesas de tensado, véase 11.2.2.2
- Efectos de temperatura, véase 11.2.2.3
- Relajación del esfuerzo en el acero de presfuerzo, véase 11.2.2.4
- Acortamiento elástico en la transferencia, véase 11.2.2.5.

Comentario:

El método de estimación global de pérdidas en elementos pretensados se utiliza comúnmente, pero sólo como enfoque inicial y preliminar para diseñar dichos elementos. Las pérdidas se estiman mediante las fórmulas presentadas en 11.2.2 para pérdidas de corto plazo y en 11.2.3 para largo plazo, ya sea con los métodos simplificados. Es usual refinar, de manera iterativa, hasta llegar al diseño final definitivo. La sobreestimación o subestimación de las pérdidas pueden ser perjudiciales para el comportamiento del elemento. En normas de otros países, el método de pérdidas globales se considera obsoleto y, por tanto, ya no se incluye en ellas. En esta versión de la Norma se optó por dejar este método por la facilidad que reviste el cálculo de las pérdidas como una estimación preliminar solamente.

11.2.2.2 Pérdidas por deformación de anclaje, moldes y mesas de tensado en elementos pretensados

11.2.2.2.1 El cambio en el presfuerzo debido al acomodo del anclaje se calculará con la ec. 11.2.2.2.1:

$$\Delta f_{pA} = E_p \Delta \varepsilon_{pA} = E_p \frac{\Delta S}{L} \quad (11.2.2.2.1)$$

11.2.2.2.2 Se aceptará compensar las pérdidas calculadas mediante la aplicación de una fuerza adicional y de igual magnitud durante el tensado.

11.2.2.2.3 Para tomar en cuenta las deformaciones de acortamiento de los moldes presforzables, se deberá medir el acortamiento de manera periódica.

11.2.2.2.4 Para el caso de mesas largas de presfuerzo con muertos en ambos extremos, se deberá tomar en cuenta la rotación y deflexión vertical de la estructura donde se anclan los tendones.

11.2.2.3 Pérdida por efectos de temperaturag

11.2.2.3.1 Para presfuerzo concéntrico y para mesas de presfuerzo, las pérdidas por efectos de temperatura se calcularán con la ec. 11.2.2.3.1:

$$\Delta f_{pT} = E_p \Delta \varepsilon_{libre} = E_p \Delta T_2 \alpha_{ps} - \frac{\Delta P}{A_{ps}} \quad (11.2.2.3.1)$$

Comentario:

Cuando el acero de presfuerzo se ancla y tensa entre extremos fijos, los cambios de temperatura cambian la fuerza de tensión de los tendones. Este efecto es más notorio cuando la temperatura cambia notablemente entre el tensado y el colado.

Los esfuerzos térmicos no ocurren en moldes presforzables porque el molde se expande y contrae de manera similar a las deformaciones del tendón.

11.2.2.4 Pérdida por relajación del acero

11.2.2.4.1 Las pérdidas por relajación del acero para torones de baja relajación se deberán calcular con la ec. 11.2.2.4.1:

$$\Delta f_{pRA}(t) = f_{po} \left[1 - \frac{\log t}{45} \left(\frac{f_{po}}{f_{py}} - 0.55 \right) \right] \quad (11.2.2.4.1)$$

Comentario:

La relajación es una propiedad dependiente del tiempo después de la aplicación de la fuerza de presfuerzo, del acero de presfuerzo, que resulta en una pérdida de esfuerzo en una deformación constante. La relajación comienza inmediatamente después del tensado, por lo que por eso se considera en el cálculo de pérdidas antes de la transferencia.

11.2.2.5 Pérdida por acortamiento elástico en miembros pretensados

11.2.2.5.1 Se deberán calcular las pérdidas por acortamiento elástico por cualquiera de los tres métodos señalados en 11.2.2.5.2, 11.2.2.5.3 y 11.2.2.5.4.

Comentario:

Es importante hacer una estimación, lo más precisa posible, de las pérdidas por acortamiento elástico para cumplir los límites de esfuerzos establecidos en esta Norma inmediatamente después de la transferencia (13.3.2.2.1), que restringen la geometría del elemento, la cantidad de presfuerzo y la resistencia del concreto. También porque las deformaciones instantáneas y diferidas dependen de manera importante del acortamiento inicial y de los estados de esfuerzos en la transferencia. Un error en la estimación de pérdidas por acortamiento elástico puede resultar en errores más grandes en la predicción de flechas, contraflechas y pérdidas a largo plazo.

Las piezas con mayores esfuerzos por presfuerzo suelen experimentar mayores pérdidas por acortamiento elástico que las de menor presfuerzo. Es posible tener mayores pérdidas en miembros con concretos de menor rigidez, por lo que no se acepta usar concretos ligeros.

11.2.2.5.2 Método de la sección transformada

11.2.2.5.2.1 Las pérdidas por acortamiento elástico usando el método de la sección transformada se deberán calcular con la ec. 11.2.2.5.2.1:

$$\Delta f_{pAE} = -n_p \left(\frac{A_{ps}}{A_{transf}} + \frac{e_{transf}^2 A_{ps}}{I_{transf}} \right) f_{pbt} + n_{presf} \frac{M_{pp} e_{transf}}{I_{transf}} \quad (11.2.2.5.2.1)$$

Comentario:

En la ec. 11.2.2.5.2.1, los primeros dos términos (entre paréntesis) representan el efecto del acortamiento del torón mientras el concreto se comprime, el tercer término representa el efecto opuesto del momento debido al peso propio en la sección transversal actuando inmediatamente después de la transferencia.

11.2.2.5.3 Aproximación por sección bruta

11.2.2.5.3.1 Las pérdidas por acortamiento elástico usando el método de aproximación por sección bruta se deberán calcular con las ecs. 11.2.2.5.3.1.a y 11.2.2.5.3.1.b:

$$\Delta f_{pAE} = \left(\frac{E_p}{E_{ci}} \right) f_{ctr} \quad (11.2.2.5.3.1.a)$$

$$f_{ctr} = 0.9 \left[\left(\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i e_p^2}{I_g} \right) - \frac{M_{pp} e_p}{I_g} \right] \quad (11.2.2.5.3.1.b)$$

11.2.2.5.4 Método de un solo paso en lugar del método iterativo por sección bruta

11.2.2.5.4.1 Se permitirá calcular de manera alternativa al método iterativo por sección bruta, de manera más directa, usando la ec. (11.2.2.5.4.2.b):

$$\Delta f_{pAE} = \frac{e_p M_{pp} A_g - A_{ps} f_{pbt} (I_g + e_p^2 A_g)}{A_{ps} (I_g + e_p^2 A_g) + \frac{A_g I_g}{n_p}} \quad (11.2.2.5.4.2.b)$$

Comentario:

Cuando el momento flexionante debido a carga muerta varíe a lo largo del elemento, al igual que el presfuerzo y la excentricidad, es adecuado calcular las pérdidas por acortamiento elástico en las diferentes secciones transversales críticas. Si las variaciones son pequeñas es usual hacerlo al centro del claro. El acortamiento elástico es dependiente de E_{ci} , por lo que es importante verificar el módulo de elasticidad real obtenido por medición en la transferencia, de modo de revisar y ajustar, en su caso, los valores de los cálculos de diseño. Queda abierta la posibilidad de utilizar el método iterativo por sección bruta, para obtener las pérdidas por acortamiento elástico según 11.2.2.5.4.2. Se deberá proponer un valor inicial de acortamiento elástico Δf_{pAE} utilizando propiedades de sección bruta para calcular f_{ctr} de la ec. 11.2.2.5.4.2.ac:

$$\Delta f_{pAE} = n_p f_{ctr} \quad (11.2.2.5.4.2.a.c)$$

Posteriormente, para calcular con 11.2.2.5.3.1 b y actualizar las pérdidas por acortamiento, se evaluará la precisión de la estimación inicial mediante iteraciones hasta llegar a un nivel de mejor coincidencia

11.2.3 Pérdidas de presfuerzo diferidas en elementos pretensados

11.2.3.1 Las pérdidas de presfuerzo diferidas que deberán ser evaluadas son las indicadas en a) a d):

- Flujo plástico del concreto, véase 11.3.3.2
- Contracción del concreto, véase 11.3.3.3
- Relajación del acero, véase 11.3.3.4
- Otras pérdidas, por ejemplo, por cargas externas aplicadas, véase 11.5.

11.3 Pérdidas de presfuerzo en elementos postensados

11.3.1 Se deberá evaluar el presfuerzo efectivo en elementos postensados mediante la resta de las pérdidas totales $\Delta f_{pTotal,post}$, a corto plazo y diferidas, de acuerdo con 11.3.2 y 11.3.3, respectivamente, de conformidad con la ec. 11.3.1

$$\Delta f_{pTotal,post} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pAE} + \Delta f_{pFP} + \Delta f_{pCC} + \Delta f_{pRA} + \Delta f_{pGE} \quad (11.3.1)$$

11.3.2 Pérdidas de presfuerzo a corto plazo en elementos postensados

11.3.2.1 Las pérdidas de presfuerzo a corto plazo que deberán ser evaluadas son las señaladas en a) a c):

- Fricción en el acero de presfuerzo debida a curvatura accidental o de diseño, véase 11.3.2.2
- Deslizamiento o penetración de los anclajes, véase 11.3.2.3
- Acortamiento elástico del concreto, véase 11.3.2.4.

11.3.2.2 Pérdidas por fricción en el acero de presfuerzo en elementos postensados

11.3.2.2.1 Se deberán evaluar las pérdidas por fricción a) y b):

- Por curvatura de diseño del tendón, representada por el coeficiente de fricción μ_p
- Por curvatura no intencional o por oscilación (efecto *wobble*), representada por un coeficiente de fricción k_w .

11.3.2.2.2 El efecto de la fricción en la fuerza a lo largo del torón en elementos postensados se deberá calcular de acuerdo con la ec. 11.3.2.2.2:

$$\Delta f_{PF} = T_x = T_0 e^{-(\mu_p \alpha + k_w x)} \quad (11.3.2.2.2)$$

Los valores de μ_p y k_w se tomarán de acuerdo con el tipo de acero de presfuerzo y de los ductos a utilizar según lo indicado en la tabla 11.3.2.2.2.

Tabla 11.3.2.2.2 – Valores de μ_p y k_w para el cálculo de pérdidas de presfuerzo por fricción

Tipo de acero de presfuerzo	Ducto de metal corrugado		Ducto de plástico corrugado		Ducto o tubo de acero liso		Ducto o tubo de plástico liso		Sin ducto de plástico	
	μ_p	k_w (m ⁻¹)	μ_p	k_w (m ⁻¹)	μ_p	k_w (m ⁻¹)	μ_p	k_w (m ⁻¹)	μ_p	k_w (m ⁻¹)
Tendón ^[1]	0.15 a 0.25	0.0002 a 0.0010	0.10 a 0.14	0.0002 a 0.0010	0.25 a 0.30	0	0.10 a 0.14	0	NA	NA
Tendón en elemento prefabricado y con curvatura constante ^[1]	0.15 a 0.25	0.0002 a 0.0010	0.10 a 0.014	0.0002 a 0.0010	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Tendones externos secos descubiertos ^[1]	NA	NA	NA	NA	0.25 a 0.30	0	0.12 a 0.15	0	NA	NA
Tendones lubricados ^[1]	0.12 a 0.18	0.0002 a 0.0010	NA	NA	0.25 a 0.30	0	NA	NA	NA	NA
Tendones recubiertos y extruidos	0.01 a 0.05	0.0002 a 0.0010	0.01 a 0.05	0.0002 a 0.0010	0.01 a 0.05	0	0.01 a 0.05	0	0.01 a 0.07	0.0002 a 0.0010
Barras, deformadas y lisas y redondas ^[1]	0.30	0 a 0.0007	0.30	0 a 0.0007	NA	NA	NA	NA	NA	NA

^[1]NA: no aplica.

11.3.2.2.3 Se deberá realizar el diagrama de distribución de esfuerzos en tendones, mismo deberá ser parte de la memoria de cálculo.

11.3.2.2.4 Cuando existan diferentes valores de fricción a lo largo de los tendones, se deberán considerar por separado las longitudes de tendones con fricción constante entre dos puntos (entre puntos de inflexión altos y bajos).

11.3.2.3 Pérdida por deslizamiento o penetración de los anclajes en elementos postensados

11.3.2.3.1 La pérdida debida a la fijación de los anclajes en elementos postensados, ya sea por deslizamiento o por penetración, se deberá calcular con la ec. 11.3.2.3.1:

$$\Delta f_{pA} = 2 \sqrt{\frac{E_p \Delta f_r \Delta S}{L}} \quad (11.3.2.3.1)$$

11.3.2.3.2 Se deberá tomar en cuenta el alargamiento de los tendones en el gato de presfuerzo. Para calcular el alargamiento esperado se usará la ec. 11.3.2.3.2:

$$\Delta S = \frac{f_p \text{ prom } L}{E_p} \quad (11.3.2.3.2)$$

11.3.2.3.3 La fuerza de presfuerzo promedio se calculará considerando las pérdidas por fricción causadas tanto por curvatura, como por oscilación (efecto *wobble*) y por asentamiento de anclaje.

11.3.2.3.4 Los valores de las áreas y de módulo de elasticidad de los tendones deberán verificarse con los fabricantes.

11.3.2.4 Pérdidas por acortamiento elástico en elementos postensados

11.3.2.4.1 Las pérdidas por acortamiento elástico en miembros postensados se calcularán con la ec. 11.3.2.4.1:

$$\Delta f_{pAE} = \frac{K_{AE} E_p f_{cpa}}{E_{ci}} \quad (11.3.2.4.1)$$

donde $K_{AE} = 0.5$ para miembros postensados cuando los tendones se tensan en orden secuencial a la misma tensión y $K_{AE} = 0$ si todos los tendones se tensan de manera simultánea. Con otros procedimientos de postensado, se aceptará interpolar linealmente K_{AE} entre 0 y 0.5 sólo en los casos en donde la separación de los tendones sea considerablemente amplia, tal que resulten en una mínima interacción entre los tendones adyacentes.

11.3.3 Pérdidas de presfuerzo diferidas en elementos postensados

11.3.3.1 Las pérdidas de presfuerzo diferidas en elementos postensados que deberán ser evaluadas son las indicadas en a) a d):

- Flujo plástico del concreto, véase 11.3.3.2
- Contracción del concreto, véase 11.3.3.3
- Relajación del esfuerzo en el acero de presfuerzo, véase 11.3.3.4
- Otras pérdidas, por ejemplo, por cargas externas aplicadas, véase 11.5.

11.3.3.2 Pérdidas por flujo plástico del concreto en elementos postensados**11.3.3.2.1 Pérdidas por flujo plástico para tendones adheridos**

11.3.3.2.1.1 Las pérdidas por flujo plástico en elementos con tendones adheridos se calcularán mediante la ec. 11.3.3.2.1.1:

$$\Delta f_{pFP} = K_{FP} \left(\frac{E_p}{E_c} \right) (f_{cir} - f_{cds}) \quad (11.3.3.2.1.1)$$

Los valores de K_{FP} se tomarán de la tabla 11.3.3.2.1.1.

Tabla 11.3.3.2.1.1 - Valores de K_{FP}

K_{FP}	Tipo de elemento
2.0	Pretensado
1.6	Postensado

11.3.3.2.2 Pérdidas por flujo plástico para tendones no adheridos

11.3.3.2.2.1 Las pérdidas por flujo plástico en elementos con tendones no adheridos se determinarán mediante la ec. 11.3.3.2.2.1:

$$\Delta f_{pFP} = K_{FP} \left(\frac{E_p}{E_c} \right) f_{cpa} \tag{11.3.3.2.2.1}$$

Los valores de K_{FP} se tomarán de la tabla 11.3.3.2.1.1.

Comentario:

Las pérdidas por flujo plástico varían donde el nivel de esfuerzos del concreto cambia. Como el nivel de esfuerzos cambia constantemente a lo largo de la vida útil de la estructura, la tasa de pérdidas debido a flujo plástico también se modifica constantemente. Parte de la deformación inicial a compresión inducida en el concreto inmediatamente después de la transferencia se reduce en el concreto por la deformación a tensión resultante de las cargas muertas permanentes superimpuestas. En las ecs. 11.3.3.2.1.1 y 11.3.3.2.2.1 se supone que las pérdidas por flujo plástico son proporcionales a la deformación unitaria neta a compresión permanente en el concreto al nivel del presfuerzo.

11.3.3.3 Pérdidas por contracción del concreto en elementos postensados

11.3.3.3.1 Las pérdidas debidas a la contracción del concreto en elementos postensados se deberán calcular con la ec. 11.3.3.3.1:

$$\Delta f_{pCC} = 8.2 \times 10^{-8} K_{CC} E_p \left(1 - 0.0024 \frac{V}{S} \right) (100 - HR) \tag{11.3.3.3.1}$$

donde $K_{CC} = 1.0$ para elementos pretensados. Para elementos postensados, K_{CC} se tomará de la tabla 11.3.3.3.1.

Tabla 11.3.3.3.1 - K_{CC} para elementos postensados

Tiempo transcurrido entre el curado a vapor y la aplicación del presfuerzo, días	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{CC}	0.92	0.85	0.80	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

11.3.3.4 Pérdidas por relajación del acero en elementos postensados

11.3.3.4.1 Las pérdidas debidas a relajación del acero en elementos postensados se calcularán con la ec. 11.3.3.4.1:

$$\Delta f_{pRA} = [K_{RA} - J(\Delta f_{pFP} + \Delta f_{pCC} + \Delta f_{pAE})]C \tag{11.3.3.4.1}$$

Los valores de K_{RA} y J se obtendrán de la tabla 11.3.3.4.1.a. Los valores de C para torones relevados de esfuerzo serán los indicados en la tabla 11.3.3.4.1.b y para torones de baja relación los de la tabla 11.3.3.4.1.c.

Tabla 11.3.3.4.1.a - Valores de K_{RA} y J

Tipo de tendón	K_{RA} , MPa (kg/cm ²)	J
Grado 270, cable o torón relevado de esfuerzos	140 (1 400)	0.150
Grado 250, cable o torón relevado de esfuerzos	130 (1 300)	0.140
Grado 240 o 235, cable relevado de esfuerzos	120 (1 200)	0.130
Grado 270, torón de baja relajación	35 (350)	0.040
Grado 250, cable de baja relajación	33 (330)	0.037
Grado 240 o 235, cable de baja relajación	31 (310)	0.035
Grado 145 o 160, barra relevada de esfuerzos	42 (420)	0.050

Tabla 11.3.3.4.1.b - Valores de C para torones relevados de esfuerzo

f_{pt}/f_{pu}	C
$0.75 \geq f_{pt}/f_{pu} > 0.70$	$1 + 9 \left(f_{pt}/f_{pu} - 0.7 \right)$
$0.70 \geq f_{pt}/f_{pu} \geq 0.51$	$1 + 9 \left[\left(f_{pt}/f_{pu} \right) / 0.19 \right] \left[\left(f_{pt}/f_{pu} \right) / 0.85 - 0.55 \right]$
$f_{pt}/f_{pu} < 0.51$	$\left(f_{pt}/f_{pu} \right) / 3.83$

Tabla 11.3.3.4.1.c - Valores de C para torones de baja relajación

f_{pt}/f_{pu}	C
$f_{pt}/f_{pu} \geq 0.54$	$\left[\left(f_{pt}/f_{pu} \right) / 0.21 \right] \left[\left(f_{pt}/f_{pu} \right) / 0.9 - 0.55 \right]$
$f_{pt}/f_{pu} < 0.54$	$\left(f_{pt}/f_{pu} \right) / 4.25$

Comentario:

La relajación de los tendones de presfuerzo depende del nivel de esfuerzos al que estará sometido dicho tendón. Debido a otras pérdidas de presfuerzo, hay una reducción continua de los esfuerzos a largo plazo del tendón, lo que ocasiona una reducción en la tasa de relajación en el tiempo. La reducción en el esfuerzo en el tendón debido al acortamiento elástico del concreto ocurre instantáneamente, mientras que las reducciones por contracción y flujo plástico suceden en un periodo de tiempo prolongado. El factor J se especifica para, de manera aproximada, tomar en cuenta estos efectos.

11.4 Métodos detallados para el cálculo de pérdidas de presfuerzo

11.4.1 Cuando el Proyectista lo juzgue pertinente, se aceptará el cálculo de pérdidas con métodos detallados. Sólo se aceptará usar los métodos presentados en ACI PRC-209.2R.

Comentario:

Los métodos detallados para estimar las pérdidas de presfuerzo son variados y pueden categorizarse como métodos basados en el paso del tiempo o métodos que ajustan el módulo de elasticidad efectivo con la edad. También es posible tomar en cuenta efectos adicionales en los esfuerzos a largo plazo de los tendones en sistemas compuestos

debido a las diferencias en contracción de los diferentes concretos. Aunque no son tan usuales en edificación pueden utilizarse para estructuras de claros muy largos que requieran obtener una estimación aproximada utilizando propiedades de materiales medidas o cuando hay secuencias constructivas inusuales con pretensados que involucran postensados posteriores o para estimar pérdidas en un determinado tiempo, ya que los métodos simplificados sólo pueden proporcionar un estimado al final de la vida útil. Al momento, no hay un consenso sobre cuál modelo es el mejor predictor del comportamiento a lo largo del tiempo ya que todos dan resultados distintos y, con frecuencia, con variabilidad significativa entre ellos.

11.5 Ganancia elástica ante cargas externas aplicadas

11.5.1 Cuando se apliquen cargas adicionales en etapas posteriores al postensado, que hagan que el acero de presfuerzo se pueda alargar, causar un incremento en la fuerza efectiva del presfuerzo y lograr una recuperación parcial de las fuerzas de presfuerzo, se deberá tomar en cuenta esta ganancia elástica.

11.5.2 Para miembros pretensados y postensados con tendones adheridos, la ganancia elástica se deberá calcular con la ec. 11.5.2:

$$\Delta f_{pGE} = n_p \Delta f_{cgp} \quad (11.5.2)$$

11.5.3 En elementos con tendones no adheridos no se aceptará considerar ganancia elástica ya que la longitud del tendón cambiará poco entre los anclajes.

11.6 Losas presforzadas

11.6.1 Losas presforzadas que trabajan en una dirección

11.6.1.1 Para el diseño de las losas presforzadas que trabajan en una dirección se deberán cumplir los requisitos aplicables de 6.6.

11.6.2 Losas presforzadas que trabajan en dos direcciones

11.6.2.1 Para el diseño de las losas presforzadas que trabajan en dos direcciones se deberán satisfacer lo establecido en 6.7 que sea aplicable.

11.6.3 Losas planas presforzadas apoyadas en columnas

11.6.3.1 Se aceptará el diseño de edificios a base de losas planas presforzadas (postensadas) apoyadas en columna si se cumple con a) a i):

- a) Se deberán cumplir los requisitos de 6.7, 7.7.2.1 y 8.11.6.1 aplicables
- b) Se deberá suministrar un sistema estructural resistente a fuerzas inducidas (SERFIS) primario reforzado con barras corrugadas capaz de resistir el sismo, sin contar con la contribución de la losa más que en su acción como diafragma para resistir cargas en su plano y distribuir las a los elementos verticales del SERCGFL
- c) La flexibilidad de la losa será tal que sus deformaciones fuera del plano no ocasionen comportamiento potencial de arco atirantado
- d) Se deberán considerar los efectos del presfuerzo de la losa en la estructura, así como los acortamientos elásticos y deformaciones a largo plazo del concreto
- e) Se revisará que la estructura no alcance ningún estado límite de falla frágil
- f) El valor de Q será el correspondiente al sistema estructural resistente a fuerzas inducidas (SERFIS) primario resistente a sismo. No se permitirá usar losas planas presforzadas para resistir el sismo en su totalidad en estructuras diseñadas con $Q=3.0$ y $Q=4.0$
- g) Para el diseño de las conexiones de la losa plana y las columnas, se hará un análisis sísmico de un modelo completo de la estructura que incluyan las losas planas y su interacción con las columnas y con el sistema estructural resistente a fuerzas inducidas (SERFIS) primario resistente a sismo. Las losas se modelarán según 3.5.3; se considerarán los momentos de inercia de las secciones de la losa sin agrietar utilizando $Q=2.0$

- h) Los tendones no adheridos estarán completamente recubiertos por un material idóneo que asegure su protección contra la corrosión. La funda o ducto deberá ser continua en toda la longitud no adherida, deberá prevenir la penetración de pasta de cemento y deberá ser resistente al manejo durante la construcción. Las zonas de anclaje deberán protegerse contra la corrosión mediante dispositivos probados o materiales que garanticen dicha protección. Si se emplean concretos o morteros fluidos estos deberán estar libres de productos corrosivos
- i) El recubrimiento mínimo sobre los tendones postensados será el mayor de 20 mm o el requerido en 4.13, 4.14 y 4.15.

11.7 Requisitos para el proyecto ejecutivo

11.7.1 Se deberán indicar las pérdidas de presfuerzo consideradas en el diseño en los planos estructurales, y se deberá asegurar que no se excederán dichas pérdidas en la planta de fabricación ni en la obra.

11.7.2 En elementos postensados deberán indicarse en los planos todos los conceptos a) a f):

- a) El valor de diseño del coeficiente de fricción por curvatura, μ_p
- b) El valor de diseño del coeficiente de fricción por desviación accidental, k_w
- c) Los intervalos aceptables para las fuerzas producidas en los cables por el gato
- d) El deslizamiento esperado en los anclajes
- e) El diagrama de tensado
- f) El detallado de las zonas de anclaje (véase 14.9).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

12. CONCRETO SIMPLE

12.1 Alcance

12.1.1 El uso de concreto simple con fines estructurales se limitará a los casos a) a e), con las excepciones de 12.1.4:

- a) Elementos que estén apoyados sobre el suelo en forma continua, o soportados por otros miembros estructurales capaces de proporcionar apoyo vertical continuo
- b) Elementos en los que la acción de arco origina compresiones bajo todas las condiciones de carga
- c) Muros restringidos lateralmente en estructuras de ductilidad baja ubicadas en la zona geotécnica I (Lomas) del Subgrupo B2
- d) Pedestales
- e) Inclusiones rígidas para el mejoramiento de suelos blandos, ya sean prefabricadas o coladas en sitio descritas en el Capítulo 9.

12.1.2 Se permitirá usar concreto simple en zapatas aisladas para soportar columnas reforzadas o pedestales, así como en zapatas corridas para soportar muros de edificaciones de no más de dos niveles construidas a base de muros de mampostería y/o de concreto diseñados con Q no mayor que 2 y ubicados en las zonas geotécnicas I (Lomas) y II (Transición).

12.1.2.1 Las zapatas corridas que soporten muros de mampostería y/o concreto deberán estar reforzadas longitudinalmente por al menos con dos barras continuas del no. 4 o más gruesas y que provean un área al menos igual a 0.002 veces el área gruesa de la sección transversal de la zapata. Se deberá dar continuidad al refuerzo longitudinal en esquinas e intersecciones.

12.1.3 En el diseño estructural de inclusiones rígidas para el mejoramiento de suelos blandos sólo será necesario revisar su resistencia al aplastamiento (véase 12.5.6). Se aceptará usar concretos Clase 1 o Clase 2 con f'_c de al menos 15 MPa (150 kg/cm²).

12.1.4 No se permite el uso del concreto simple en columnas, en losas, muros y cajones de cimentación, así como en pilas, pilotes y dados de pilotes.

Comentario:

Puesto que la integridad estructural de elementos de concreto simple depende únicamente de las propiedades del concreto, el uso de elementos estructurales de concreto simple se limita a elementos que principalmente se hallan sujetos a compresión, elementos que pueden tolerar grietas fortuitas sin detrimento de su integridad estructural y elementos en que la ductilidad no es un rasgo esencial de diseño. La resistencia a la tensión del concreto puede utilizarse en el diseño de elementos en que el aumento en los esfuerzos de tensión debido a la restricción del flujo plástico, la contracción, o los efectos de temperatura se ha considerado y reducido por medio de técnicas de construcción para evitar grietas no controladas, o cuando las grietas no controladas debidas a tales efectos restrictivos, pueden anticiparse que ocurran en tal forma que no conduzcan a una falla estructural o colapso. Puesto que el concreto simple no tiene la ductilidad necesaria que deberían tener las columnas, y debido a que una grieta fortuita en una columna no reforzada pondría en peligro, probablemente, su integridad estructural, la Norma no permite el uso de concreto simple en columnas, ni en elementos de cimentación con excepción de zapatas corridas y aisladas (véase 12.1.2), pilotes con ademe metálico permanente e inclusiones rígidas para mejoramiento de suelos blandos que no estén sujetas a esfuerzos de tensión en la cabeza. Dado que estos elementos sólo trabajan a compresión y están arriostrados por el suelo en toda su altura, sólo es necesario revisar su resistencia al aplastamiento. Se acepta el uso de concreto simple en muros de contención sin esfuerzos de tensión que trabajan por gravedad.

12.2 Juntas

12.2.1 Se proporcionarán juntas de contracción o de aislamiento para dividir los miembros estructurales de concreto simple en elementos a flexión discontinuos. El tamaño de cada elemento se determinará de modo de limitar el incremento excesivo en los esfuerzos internos generados por las restricciones al movimiento originado por el flujo plástico, la contracción por secado, y los efectos de temperatura.

12.2.2 En la determinación del número y localización de las juntas de contracción o aislamiento se dará atención a los aspectos a) a f):

- a) Influencia de las condiciones climáticas
- b) Selección y proporcionamiento de materiales
- c) Mezclado, colocación y curado del concreto
- d) Grado de restricción al movimiento
- e) Esfuerzos debidos a las cargas que actúan sobre el elemento
- f) Técnicas de construcción.

12.2.2.1 No será necesario suministrar juntas de contracción transversal o constructivas donde las grietas debidas a flujo plástico, contracción y efectos de temperatura no afecten la integridad estructural y sean aceptables.

Comentario:

Las juntas en la construcción de concreto simple son una consideración importante para el diseño. En el concreto reforzado, el refuerzo se proporciona para resistir los esfuerzos debidos al flujo plástico, la contracción y los efectos de temperatura. En el concreto simple, las juntas son el único medio en el diseño para controlar y, por lo tanto, aliviar el incremento de tales esfuerzos de tensión. Un elemento de concreto simple, por lo tanto, debería ser suficientemente pequeño, o dividido en elementos más pequeños por medio de juntas, para controlar el aumento de esfuerzos internos.

La junta puede ser una junta de contracción, de aislamiento o una junta de construcción. Una reducción mínima de 25 por ciento del espesor del elemento se considera suficiente para juntas de contracción efectivas. El diseño de las juntas deberá ser tal que no se pueda desarrollar tensión axial o tensión por flexión a lo largo de la junta, después del agrietamiento.

Un ejemplo de la aplicación de 12.2.2.1 es una zapata continua que soporte un muro, en la cual las grietas por flujo plástico, contracción y cambios de temperatura no afectan su integridad estructural.

12.3 Límites de diseño

12.3.1 Los límites de diseño en elementos de concreto simple serán los señalados en la tabla 12.3.1.

Tabla 12.3.1 – Límites de diseño en elementos de concreto simple

Tipo de elemento	Alcance	Característica	Valor límite	
Muro	Todos los casos (véase 12.1.1)	Espesor mínimo	El mayor de:	150 mm, $L/24$ donde L es la menor dimensión entre la longitud no restringida y la altura no restringida y $7l_{mag}$
Zapata	Todos los casos (véase 12.1.2)	Peralte mínimo	200 mm	
Pedestal	Todos los casos	Altura/menor dimensión transversal	Menor o igual que 3	

Comentario:

Los muros de concreto simple se limitan a estructuras ubicadas en la zona geotécnica I (Lomas) para las que no se anticipan demandas sísmicas que requieran ductilidad o refuerzo por integridad tras su agrietamiento y que estén restringidos lateralmente.

El espesor de las zapatas usualmente está controlado por la resistencia a flexión y no por la resistencia a cortante. La relación altura/menor dimensión transversal en pedestales de concreto simple no aplica para porciones del pedestal en suelos capaces de proveer restricción lateral.

12.4 Método de diseño

12.4.1 Los miembros de concreto simple se diseñarán para una resistencia adecuada de acuerdo con esta Norma, usando factores de carga y de resistencia.

12.4.2 La resistencia de diseño de miembros estructurales de concreto simple en flexión y carga axial se basarán en una relación esfuerzo–deformación lineal, tanto en tensión como en compresión.

12.4.3 No se transmitirá tensión a través de bordes externos, juntas de construcción, juntas de contracción o juntas de aislamiento de un elemento individual de concreto simple. No se supondrá continuidad en flexión debido a tensión entre elementos estructurales adyacentes de concreto simple.

12.4.4 Cuando se calcule la resistencia a flexión, carga axial y flexión combinadas, y cortante, en el diseño se considerará la sección transversal completa, con excepción de los elementos colados contra el suelo a los cuales se reducirán 50 mm al espesor total h .

12.4.5 La sección crítica para M_u será la requerida en la tabla 12.4.5.

Tabla 12.4.5 – Ubicación de la sección crítica para M_u

Elemento soportado	Ubicación de la sección crítica
Columnas o pedestal	Cara de la columna o pedestal
Columna con placa base de acero	A la mitad entre la cara de la columna y el borde de la placa base de acero
Muro de concreto	Cara del muro
Muro de mampostería	A la mitad entre el centro y la cara del muro de mampostería

12.4.6 La sección crítica para V_u será la requerida en 12.4.6.1 para cortante en una dirección y 12.4.6.2 para cortante en dos direcciones.

12.4.6.1 En elementos trabajando en una dirección, la sección crítica se localizará a una distancia igual a h medida desde a) y b), donde h es el peralte de la zapata:

- Ubicación requerida en la tabla 12.4.5
- La cara de cargas concentradas o áreas de reacción.

12.4.6.2 En elementos que trabajan en dos direcciones, la sección crítica se localizará de modo que el perímetro b_o sea mínimo pero que no sea más cercano que $h/2$ medido desde a) a c):

- Ubicación requerida en la tabla 12.4.5
- La cara de cargas concentradas o áreas de reacción
- Cambios en el peralte de la zapata.

Comentario:

Los elementos de concreto simple son dimensionados para alcanzar una resistencia suficiente utilizando cargas y fuerzas con factores de carga. Cuando las cargas factorizadas exceden la resistencia de diseño para la resistencia especificada del concreto, es posible incrementar la sección y/o la resistencia especificada del concreto de acuerdo con los requisitos de esta Norma. El diseñador debería notar, sin embargo, que el aumento de una sección de concreto puede tener un efecto perjudicial; el esfuerzo debido a la carga disminuirá, mientras que los esfuerzos debidos al flujo plástico, contracción y efectos de temperatura pueden incrementarse.

El espesor total h , para concreto colado contra suelo, es para absorber las desigualdades de la excavación y la contaminación del concreto adyacente al suelo.

12.5 Resistencia de diseño

12.5.1 El factor F_R se tomará igual a 0.60.

12.5.2 Flexión

12.5.2.1 M_R será el menor del valor calculado según la tabla 12.5.2.1, donde S_m es el módulo elástico de la sección.

Tabla 12.5.2.1 – Momento resistente M_R de elementos de concreto simple

Condición		M_R	
Compresión por flexión		$0.85 F_R f_c' S_m$	a)
Tensión por flexión	Concreto clase 1	$0.42 F_R \lambda \sqrt{f_c'} S_m$ $(1.33 F_R \lambda \sqrt{f_c'} S_m)$	b)
	Concreto Clase 2	$0.30 F_R \lambda \sqrt{f_c'} S_m$ $(1.0 F_R \lambda \sqrt{f_c'} S_m)$	c)

12.5.3 Compresión axial

12.5.3.1 P_R se calculará con la ec. 12.5.3.1:

$$P_R = 0.60 F_R f_c' A_g \left[1 - \left(\frac{H_c}{32h} \right)^2 \right] \tag{12.5.3.1}$$

12.5.3.2 Se permitirá usar $H_c=0$ en la ec. 12.5.3.1 en el diseño de inclusiones rígidas para el mejoramiento de suelos blandos y de pilotes colados in situ con ademe metálico permanente en cimentaciones profundas rodeados de suelo capaz de proveerle soporte lateral.

12.5.4 Flexocompresión

12.5.4.1 Cuando un elemento de concreto simple esté sujeto a flexocompresión, se sumarán los efectos de la carga axial y de momento suponiendo comportamiento elástico.

12.5.5 Fuerza cortante

12.5.5.1 V_R se calculará de acuerdo con la tabla 12.5.5.1, donde γ es la relación entre la dimensión menor de la zona cargada y la mayor. El factor λ se tomará de 2.3.3.2.

Tabla 12.5.5.1 – Cortante resistente V_R de elementos de concreto simple

Cortante		V_R	
En una dirección (elementos angostos)		$0.12 F_R \lambda \sqrt{f_c'} b_w h$ $(0.35 F_R \lambda \sqrt{f_c'} b_w h)$	a)
En dos direcciones (falla cónica o piramidal alrededor de la carga)	El menor de:	$(0.5+\gamma) 0.22 F_R \lambda \sqrt{f_c'} b_o h$ $[(0.5+\gamma) 0.71 F_R \lambda \sqrt{f_c'} b_o h]$	b)
		$0.22 F_R \lambda \sqrt{f_c'} b_o h$ $[0.71 F_R \lambda \sqrt{f_c'} b_o h]$	c)

12.5.6 Aplastamiento

12.5.6.1 B_R se calculará de acuerdo con la tabla 12.5.6.1.

Tabla 12.5.6.1 – Resistencia al aplastamiento B_R de elementos de concreto simple

Condiciones geométricas		B_R	
La superficie de apoyo es más ancha en todos sus lados que el área cargada	La menor de:	$\sqrt{A_2/A_1} 0.85 F_R f_c' A_i$	a)
		$2(0.85 F_R f_c' A_i)$	b)
Otras		$0.85 F_R f_c' A_i$	c)

Comentario:

El factor de resistencia es el mismo para todas las fuerzas internas porque la resistencia a tensión por flexión y la resistencia a cortante de elementos de concreto simple dependen de la resistencia a tensión del concreto.

La tensión por flexión puede ser considerada en el diseño de elementos de concreto simple para resistir cargas, siempre que el esfuerzo calculado no exceda el permisible, y que las juntas de construcción, contracción o aislamiento sean provistas para aliviar la restricción y los esfuerzos resultantes de la tensión debida a los efectos de flujo plástico, temperatura y contracción.

En 12.5.3.1 es frecuente suponer, de manera conservadora, que el factor de longitud efectiva es igual a 1.0, tal que el muro requiera de restricción lateral.

Si la sección está sujeta a flexocompresión, es recomendable que la resultante de la carga axial esté dentro del tercio medio del espesor del muro.

Si bien es usual que la resistencia de un elemento de concreto simple está controlado por la resistencia a la tensión y no por su resistencia a fuerza cortante, en 12.5.5 se incluyen ecuaciones para calcular el cortante resistente ya que no se conocen todas las condiciones de carga a las que estará sujeto el elemento. Estos requisitos suponen una sección no agrietada y la falla por tensión diagonal cuando el esfuerzo próximo al eje centroidal iguale la resistencia a tensión del concreto. Para el cálculo de la demanda de cortante se podrán usar expresiones para vigas elásticas homogéneas.

12.6 Detallado del refuerzo en pasos y aberturas

12.6.1 Se deberán colocar al menos dos barras del no. 5, una en cada lecho, alrededor de cualquier paso o abertura. Estas barras se extenderán al menos 600 mm más allá de las esquinas de los pasos o aberturas o se deberán anclar para desarrollar f_y en tensión en las esquinas de los pasos o aberturas según 14.4.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

13 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

13.1 Alcance

13.1.1 Los estados límite de servicio para los que se establecen disposiciones reglamentarias en este capítulo son los siguientes de a) a g):

- a) Esfuerzos producidos por cargas y acciones a nivel de servicio, o sea, sin factorizar (véase 13.2)
- b) Esfuerzos permisibles en elementos de concreto presforzado bajo acciones de servicio (véase 13.3)
- c) Deflexiones en condiciones de servicio inmediatas y diferidas (véase 13.4)
- d) Agrietamiento en elementos que trabajan en una dirección (véase 13.5)
- e) Distribución de refuerzo a flexión en elementos que trabajan en una dirección (véase 13.6)
- f) Vibraciones de sistemas de piso (véase 13.7)
- g) Acero de refuerzo por contracción y temperatura (véase 13.8).

Comentario:

Para esta versión de la NTC-Concreto no se incluyó la resistencia al fuego como un estado límite de servicio particular para las estructuras de concreto; no obstante, deben revisarse los requerimientos de seguridad y resistencia al fuego indicados en la NTC-Proyecto Arquitectónico en función del uso y tamaño del edificio y del tipo de elemento, independientemente del material o sistema estructural.

13.2 Esfuerzos producidos por cargas a nivel de servicio

13.2.1 Para estimar los esfuerzos producidos en el acero y el concreto por acciones exteriores en condiciones de servicio, podrán utilizarse las hipótesis de la teoría elástica de vigas señaladas en 3.6. Si el momento de agrietamiento es mayor que el momento producido por cargas externas, se considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero. Si el momento de agrietamiento es menor que el momento producido por cargas externas, se usará la sección transformada, despreciando el concreto agrietado. Para calcular el momento de agrietamiento se usará el módulo de rotura, \overline{f}_f , prescrito en 2.2.7.

13.3 Esfuerzos producidos por acciones a nivel de servicio en elementos de concreto presforzado

13.3.1 Alcance

13.3.1.1 El diseño a flexión de elementos de concreto presforzado se deberá realizar usando esfuerzos permisibles en el concreto y en el acero bajo acciones de servicio y considerando los efectos de la contracción y el flujo plástico del concreto y de la relajación del acero de presfuerzo. La resistencia a flexión y a fuerza cortante de los miembros diseñados de esta manera deberá revisarse usando cargas factorizadas con lo dispuesto en el Capítulo 5.

13.3.2 Diseño por flexión de miembros de concreto presforzado

13.3.2.1 Clasificación de los miembros

13.3.2.1.1 Los elementos de concreto presforzado bajo flexión, incluyendo losas postensadas, deberán clasificarse de acuerdo con la tabla 13.3.2.1.1 con base en el esfuerzo en la fibra extrema a tensión en la zona de tensión precomprimida, suponiendo una sección sin agrietar.

Tabla 13.3.2.1.1 Clasificación de elementos presforzados

Clase	Clasificación	Comportamiento supuesto	Límites de f_t
SA	Miembro presforzado con cantidad de presfuerzo suficiente que asegura que no se agrieta en estado de servicio	Sin agrietamiento	$f_t \leq 0.6\sqrt{f_c'}$ ($f_t \leq 2\sqrt{f_c'}$)
T	Miembro presforzado o parcialmente presforzado que en estado de servicio se comporta entre no agrietado y agrietado	Transición entre agrietado y no agrietado	$0.6\sqrt{f_c'} < f_t \leq 1.0\sqrt{f_c'}$ ($2\sqrt{f_c'} \leq f_t \leq 3.2\sqrt{f_c'}$)
A	Miembro con poco presfuerzo que en estado de servicio se comporta como sección con refuerzo ordinario	Agrietado, se considera y diseña como un miembro con refuerzo ordinario	$f_t \geq 1.0\sqrt{f_c'}$ ($f_t \geq 3.2\sqrt{f_c'}$)

Comentario:

En este inciso se definen tres clases de comportamiento a flexión para miembros con presfuerzo, ya sea adherido o no adherido: sin agrietar, SA; en transición entre estado agrietado y no agrietado, T; y elementos que a pesar de tener presfuerzo se agrietan y se comportan básicamente como reforzados sin presfuerzo, A.

Las losas postensadas en ambas direcciones, que suelen tener poco refuerzo corrugado que trabaje junto con el presfuerzo, se deben diseñar como totalmente presforzadas.

Los límites entre los distintos comportamientos están dados por los esfuerzos permisibles de tensión en el concreto ante cargas de servicio.

13.3.2.2 *Requerimientos y esfuerzos permisibles para elementos presforzados bajo acciones de servicio***13.3.2.2.1** Se usarán los requerimientos y esfuerzos establecidos en la tabla 13.3.2.1.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 13.3.2.2.1 - Requerimientos para estados límite de servicio

	Clase SA	Clase T	Clase A ^[1]
Comportamiento supuesto	Sin agrietamiento	Transición entre agrietado y no agrietado	Agrietado
Clasificación	Controlado a compresión	Transición	
Propiedades de las secciones para el cálculo de esfuerzos ante cargas de servicio	Sección bruta	Sección bruta	
Esfuerzo permisible en el concreto a compresión inmediatamente después de la transferencia	0.70f _{ci} ' para los extremos de elementos simplemente apoyados 0.60f _{ci} ' para otros casos	0.70f _{ci} ' para los extremos de elementos simplemente apoyados 0.60f _{ci} ' para otros casos	
Esfuerzo permisible en el concreto a compresión después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo	0.45f _c ' para presfuerzo más carga sostenida 0.60f _c ' para presfuerzo más carga total	0.45f _c ' para presfuerzo más carga sostenida 0.60f _c ' para presfuerzo más carga total	
Esfuerzo permisible de tensión en el concreto en miembros sin refuerzo en la zona de tensión, inmediatamente después de la transferencia, excepto en el extremo de vigas simplemente apoyadas	f _t = 0.25 √f _c ' (f _t = 0.8 √f _c ')	f _t = 0.25 √f _c ' (f _t = 0.8 √f _c ')	
Esfuerzo permisible de tensión en el concreto en los extremos de vigas simplemente apoyadas, inmediatamente después de la transferencia	f _t = 0.62 √f _c ' (f _t = 2 √f _c ')	f _t = 0.62 √f _c ' (f _t = 2 √f _c ')	
Esfuerzo permisible en el concreto a tensión después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo	f _t = 0.5 √f _c ' (f _t = 1.6 √f _c ')	f _t = 0.5 √f _c ' (f _t = 1.6 √f _c ')	
Esfuerzo permisible en el acero de presfuerzo por la fuerza aplicada por el gato	≤ 0.94f _{yp} ≤ 0.8f _{sr}	≤ 0.94f _{yp} ≤ 0.8f _{sr}	
Esfuerzo permisible en el acero de presfuerzo por la fuerza aplicada por el gato inmediatamente antes de la transferencia	0.80f _{sr}	0.80f _{sr}	
Esfuerzo permisible en el acero de presfuerzo después de la transferencia	0.82f _{yp} ≤ 0.74f _{sr}	0.82f _{yp} ≤ 0.74f _{sr}	
Esfuerzo permisible en cables de postensado, anclajes y acoplamientos después de la transferencia	0.70f _{sr}	0.70f _{sr}	
Bases para el cálculo de las deflexiones	Sección bruta	Momento efectivo de inercia de la sección agrietada	
Control del agrietamiento	Sin requerimientos	Sin requerimiento	
Cálculos de Δf _{ps} o f _s para el control del agrietamiento	Sin requerimientos	Sin requerimientos	
Refuerzo longitudinal superficial	Sin requerimiento	Sin requerimiento ^[2]	

[1] Se deberán aplicar los requisitos para miembros con refuerzo ordinario no presforzado.

[2] Ver 6.3.7.2.3 para el acero mínimo.

13.3.2.2.2 En elementos pretensados y prefabricados, f_{ci}' deberá ser al menos igual a 25 MPa (250 kg/cm²), concreto clase 1.

Comentario:

Sobre el esfuerzo permisible en el acero de presfuerzo por la fuerza aplicada por el gato, el límite $0.80f_{sr}$ controla para cables de baja relajación, tanto para estructuras pretensadas como postensadas. El dispositivo de anclaje debe resistir 95 por ciento de f_{sr} (véase 14.8). En el caso de elementos postensados, usualmente el límite $0.80f_{sr}$ es usado para contrarrestar las pérdidas en el proceso de tensado.

Consúltese 6.3.5.3 para el acero mínimo.

13.3.2.3 Acero de presfuerzo

13.3.2.3.1 Resistencia

13.3.2.3.1.1 La resistencia a tensión máxima, f_{sr} , para usarse en 13.3.2.2.1 deberá basarse en el tipo de presfuerzo y los datos de pruebas y del fabricante, pero no será mayor que los valores establecidos en la tabla 13.3.2.3.1.1.

Tabla 13.3.2.3.1.1 – Valores máximos de resistencia a tensión de acero de refuerzo para presfuerzo, f_{sr}

Tipo	Valor máximo f_{sr} permitido para cálculo de diseño	Norma aplicable
Torón (relevado de esfuerzo y de baja relajación)	1 860 MPa (18 600 kg/cm ²)	NMX-B-292-2018 Torón de siete alambres sin recubrimiento, con relevado de esfuerzos para concreto presforzado – Especificaciones y métodos de prueba.
Cable (relevado de esfuerzos y de baja relajación)	1 725 MPa (17 250 kg/cm ²)	NMX-B-293-2019 Alambre de acero, sin recubrimiento con relevado de esfuerzos para usarse en concreto presforzado - Especificaciones y métodos de prueba.
Barra de alta resistencia	1 035 MPa (10 350 kg/cm ²)	ASTM A-722/A722M-18-Standard Specification for High-Strength Steel Bars for Prestressed Concrete.

13.3.2.3.1 Módulo de elasticidad

13.3.2.3.2.1 Se tomará el módulo de elasticidad de los datos garantizados por el fabricante.

13.4 Deflexiones en condiciones de servicio

13.4.1 Deflexiones límite

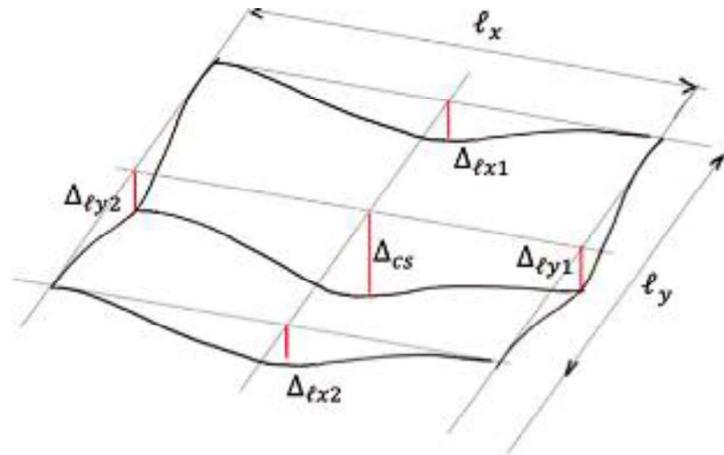
13.4.1.1 Las dimensiones de elementos de concreto deberán ser tales que las deflexiones que puedan sufrir bajo condiciones de servicio o trabajo no excedan los siguientes límites a) y b), considerando deflexiones a largo plazo:

- Si al flexionarse un elemento no se dañan otros elementos estructurales, 5 mm más el claro dividido entre 240
- Si al flexionarse un elemento se dañan otros elementos estructurales, 3 mm más el claro entre 480.

13.4.1.2 En losas en dos direcciones, los límites se considerarán usando las deflexiones relativas y el claro que producen el máximo cociente entre deflexión y claro.

Comentario:

En losas en dos direcciones es usual que los límites se revisen en más de una dirección. En la fig. C13.4.1.2 se muestran las deflexiones y los claros, medidos a centros de los apoyos, por ser revisadas en el caso de un tablero rectangular, así como las ecuaciones de los cocientes deflexión a claro.



a) $\frac{\Delta\ell_{x1}}{\ell_x}$

b) $\frac{\Delta\ell_{x2}}{\ell_x}$

c) $\frac{\Delta\ell_{y1}}{\ell_y}$

d) $\frac{\Delta\ell_{y2}}{\ell_y}$

e) $\frac{\Delta_{cs} - \left(\frac{\Delta\ell_{x1} + \Delta\ell_{x2}}{2}\right)}{\ell_y}$

f) $\frac{\Delta_{cs} - \left(\frac{\Delta\ell_{y1} + \Delta\ell_{y2}}{2}\right)}{\ell_x}$

g) $\frac{\Delta_{cs}}{\sqrt{\ell_x^2 + \ell_y^2}}$

Figura C13.4.1.2 – Deflexiones en una losa en dos direcciones para revisar los límites de deflexiones

13.4.2 Deflexiones en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

13.4.2.1 La deflexión total será la suma de la inmediata, calculada según 13.4.3, más la diferida, determinada de acuerdo con 13.4.4.

13.4.3 Deflexiones inmediatas

13.4.3.1 Las deflexiones que ocurren inmediatamente después de aplicar la carga en elementos no presforzados se calcularán con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas.

13.4.3.2 A menos que se utilice un análisis más racional o que se disponga de datos experimentales, las deflexiones de elementos de concreto de peso normal no presforzados se calcularán con un módulo de elasticidad congruente con 2.2.8 o 2.3.2.4.2, según corresponda, y con el momento de inercia efectivo que corresponda de acuerdo con la tabla 13.4.3.2. Para elementos de concreto de peso ligero se usará el módulo de elasticidad congruente con 2.3.3.2.5.

Tabla 13.4.3.2 - Momento de inercia efectivo, I_e

Momento bajo cargas de servicio, M_{ser}	Momento de inercia efectivo, I_e	
$M_{ser} \leq (2/3) M_{ag}$	I_g	a)
$M_{ser} > (2/3) M_{ag}$	$\frac{I_{ag}}{1 - \left(\frac{(2/3) M_{ag}}{M_{ser}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{ag}}{I_g} \right)}$	b)

13.4.3.3 El momento de agrietamiento se calculará con la ec. 13.4.3.3:

$$M_{ag} = \frac{\bar{f}_f I_g}{h_2} \quad (13.4.3.3)$$

13.4.3.4 En forma opcional, y como simplificación de la estimación anterior, se puede emplear el momento de inercia de la sección transformada agrietada, I_{ag} , en vez del momento de inercia efectivo.

13.4.3.5 En claros continuos, el momento de inercia que se utilice será un valor promedio calculado con la ec. 13.4.3.5:

$$I = \frac{I_1 + I_2 + 2I_3}{4} \quad (13.4.3.5)$$

donde I_1 e I_2 son los momentos de inercia de las secciones extremas del claro e I_3 el de la sección central. Si el claro sólo es continuo en un extremo, el momento de inercia correspondiente al extremo discontinuo se supondrá igual a cero, y en la ec. 13.4.3.5 el denominador será igual a 3.

13.4.3.6 Para elementos a flexión clasificados como Clase SA según la tabla 13.3.2.2.1, se permitirá calcular las deflexiones con el momento de inercia bruto, I_g .

13.4.3.7 Para elementos a flexión clasificados como Clases A o T según la tabla 13.3.2.2.1, los cálculos de deflexiones deberán basarse en secciones agrietadas transformadas. También podrá usarse un momento de inercia efectivo, I_e , calculado con la ec. 13.4.3.7.a:

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{max}} \right)^3 I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{max}} \right)^3 \right) I_{ag} \quad (13.4.3.7.a)$$

donde M_{ag} se calculará según la ec. 13.4.3.7.b:

$$M_{ag} = \frac{(f_r + f_{pe}) I_g}{h_2} \quad (13.4.3.7.b)$$

Comentario:

La aproximación de considerar un momento de inercia efectivo, desarrollada por Bischoff (2005) ha demostrado que las deflexiones calculadas son suficientemente cercanas a las medidas para un amplio intervalo de cuantías de refuerzo longitudinal (Bischoff y Scanlon, 2007). El momento de agrietamiento se multiplica por dos tercios para considerar la restricción que puede reducir el momento de agrietamiento efectivo, así como para considerar una resistencia reducida a tensión del concreto durante la construcción que puede causar agrietamiento y, por ello, afectar las deflexiones de servicio. Mayor información sobre los distintos métodos para calcular I_e se puede obtener en ACI 435R.

El momento efectivo de inercia de la tabla 13.4.3.2 no es aplicable a elementos presforzados. Para ello, se usa la ec. 13.4.3.7.a. Se ha demostrado que usando el método de I_e se pueden calcular deflexiones de elementos a flexión presforzados Clases A o T, en donde el momento de agrietamiento tome en cuenta el efecto del presfuerzo de la ec. 13.4.3.7.b.

Si bien existen varios enfoques opcionales para calcular deflexiones en elementos presforzados, Bischoff et al. (2018) han recomendado un procedimiento basado en una relación momento-deflexión trilineal. Normalmente este

método sobreestima las deflexiones medidas en ensayos.

Los elementos presforzados se acortan más con el tiempo que elementos sin presfuerzo debido a la precompresión en la losa o en la viga, la cual causa flujo plástico. El acortamiento a lo largo del tiempo, producto del flujo plástico y la contracción, tienden a reducir la tensión en el acero de presfuerzo, disminuyendo la precompresión en el elemento y causando, entonces, un aumento en las deflexiones dependientes del tiempo. En Shaikh y Branson (1970) se encuentra un método para estimar el efecto del refuerzo a tensión no presforzado en la reducción del efecto por flujo plástico; una forma aproximada se puede consultar en ACI 209R y en Branson (1970).

13.4.4 Deflexiones diferidas

13.4.4.1 A no ser que se utilice un análisis más preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros no presforzados de concreto Clase 1 sujetos a flexión, se obtendrá multiplicando la deflexión inmediata, calculada de acuerdo con 13.4.3, para la carga muerta y la porción de la carga viva que actúa en forma permanente y, en su caso, el efecto del presfuerzo, por el factor determinado según la ec. 13.4.4.1:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50p'} \quad (13.4.4.1)$$

donde p' es la cuantía de acero a compresión en el centro del claro, para vigas simplemente apoyadas o continuas, y en el empotramiento, para voladizos, y ξ es un factor que depende de la duración de la carga sostenida de acuerdo con la tabla 13.4.4.1.

Tabla – 13.4.4.1 - Factor dependiente del tiempo para calcular deflexiones diferidas

Duración de la carga sostenida, meses	Valor del factor ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 o más	2.0

13.4.4.2 Para concreto Clase 2, los factores de la tabla 13.3.4.1 se multiplicarán por 2.

13.4.4.3 La deflexión adicional diferida en miembros de concreto presforzado se calculará tomando en cuenta los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo carga permanente, e incluyendo los efectos de la contracción y del flujo plástico del concreto, así como de la relajación del acero de presfuerzo, de acuerdo con 11.2.3 y 11.3.3 para elementos pretensados y postensados, respectivamente.

13.4.5 Deflexiones en elementos de sección compuesta

13.4.5.1 Si el elemento de concreto a flexión de sección compuesta se apuntala durante la construcción, de tal manera que después del retiro de los puntales, la carga muerta se resista completamente por la sección compuesta, se aceptará considerar el elemento compuesto como equivalente de uno monolítico para el cálculo de deflexiones.

13.4.5.2 Si el elemento de concreto a flexión de sección compuesta no se apuntala durante la construcción, se deberán considerar la magnitud y duración de las cargas antes y después de alcanzar el trabajo como sección compuesta en el cálculo de las deflexiones diferidas.

13.4.5.3 Se deberán considerar las deflexiones producto de la contracción diferencial en elementos precolados y colados en sitio, así como los efectos de flujo plástico axial en elementos presforzados.

Comentario:

Si bien para el cálculo de la resistencia no se hace distinción entre elementos a flexión apuntalados y no apuntalados, sí es importante la distinción para determinar las deflexiones.

13.5 Agrietamiento en elementos que trabajan en una dirección

13.5.1 Cuando en el diseño se use un esfuerzo de fluencia igual o mayor que 420 MPa (4 200 kg/cm²) para el refuerzo de tensión, las secciones de máximo momento positivo y negativo se dimensionarán de modo que el parámetro GL definido en la ec. 13.5.1 no exceda los valores indicados en la tabla 13.5.1, de acuerdo con la agresividad del medio a que se encuentre expuesta la estructura, según el Capítulo 4.

$$GL = f_s \sqrt[3]{d_c A} \frac{h_2}{h_1} \quad (13.5.1)$$

Tabla – 13.5.1 - Límites del parámetro GL para la condición de agrietamiento

Clasificación de exposición (según tabla 4.4.1)	Valores máximos de GL , N/mm (kg/cm)
A1	40 000 (40 000)
A2 B1 B2	30 000 (30 000)
C D	20 000 (20 000)

13.5.2 De forma alternativa a 13.5.1, se aceptará cumplir con 13.6 para determinar la separación del refuerzo en elementos que trabajan en una dirección.

Comentario:

En diversas investigaciones se ha determinado que una manera de disminuir y limitar el agrietamiento en miembros sometidos a flexión consiste en distribuir adecuadamente el refuerzo en la zona a tensión del elemento, no dejar separaciones grandes entre las barras de refuerzo y usar recubrimientos generosos. Esto se puede lograr a través del parámetro especificado en la ec. 13.5.1 propuesto por Gergely y Lutz, (1968). El significado de los términos que aparecen en esta ecuación se ilustra en la fig. C13.5.1. Se ha visto que el ancho de grietas que resultan de aplicar el método de Gergely y Lutz varía entre 0.2 y 0.4 mm, según el grado de exposición de la estructura.

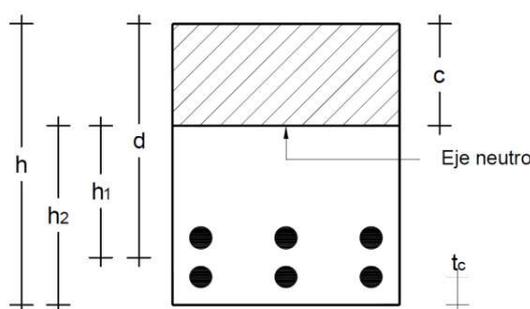


Fig. C13.5.1 – Términos que aparecen en la ec. 13.5.1

El ancho de las grietas en una estructura es muy variable. Las disposiciones de separación dadas por el método alternativo tienen la intención de limitar el ancho de las grietas superficiales de tal forma que éstas sean, en general, aceptables, pero pueden variar considerablemente en una estructura determinada.

13.6 Distribución del refuerzo a flexión en elementos que trabajan en una dirección

13.6.1 El refuerzo adherido deberá estar distribuido para controlar el agrietamiento por flexión en las zonas a tensión de losas, no presforzadas y presforzadas Clase A, y de vigas reforzadas para resistir flexión en una sola dirección.

13.6.2 La separación del refuerzo adherido más cercano a la cara a tensión no deberá exceder los límites de la tabla 13.6.2, donde c_c es la menor distancia medida desde la superficie del acero de refuerzo presforzado o de la barra corrugada hasta la cara de tensión. Los esfuerzos calculados en la barra corrugada, f_s , y la variación del esfuerzo en el acero de presfuerzo, Δf_{ps} , deberán ser determinados según 13.6.2.1 y 13.6.2.2, respectivamente.

Tabla– 13.6.2 - Separación máxima del refuerzo adherido en vigas y losas que trabajan en una dirección, no presforzadas o presforzadas Clase A

Tipo de refuerzo	Separación máxima, s, mm (cm)		
Barras corrugadas o malla de alambre corrugado soldado	La menor de:	$380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5c_c$ $\left(38 \left(\frac{2\ 800}{f_s} \right) - 2.5c_c \right)$	a)
		$300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$ $\left(30 \left(\frac{2\ 800}{f_s} \right) \right)$	b)
Refuerzo presforzado adherido	La menor de:	$\frac{2}{3} \left[380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5c_c \right]$ $\left(\frac{2}{3} \left[38 \left(\frac{2\ 800}{f_s} \right) - 2.5c_c \right] \right)$	c)
		$\frac{2}{3} \left[300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \right]$ $\left(\frac{2}{3} \left[30 \left(\frac{2\ 800}{f_s} \right) \right] \right)$	d)
Combinación de barras o alambres corrugados y refuerzo presforzado adherido	La menor de:	$\frac{5}{16} \left[380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5c_c \right]$ $\left(\frac{5}{16} \left[38 \left(\frac{2\ 800}{f_s} \right) - 2.5c_c \right] \right)$	e)
		$\frac{5}{16} \left[300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \right]$ $\left(\frac{5}{16} \left[30 \left(\frac{2\ 800}{f_s} \right) \right] \right)$	f)

13.6.2.1 El esfuerzo f_s en las barras corrugadas más cercanas a la cara a tensión cuando actúan las cargas de servicio deberá calcularse a partir del momento sin factorizar, o se permitirá considerar f_s igual a $(2/3)f_y$.

13.6.2.2 La variación del esfuerzo, Δf_{ps} , en el acero de refuerzo presforzado cuando actúan las cargas de servicio deberá ser igual al esfuerzo calculado con base en el análisis de sección agrietada menos el esfuerzo de descompresión f_{dc} . Se permitirá considerar f_{dc} igual al esfuerzo efectivo en el acero de refuerzo presforzado f_{se} . El valor de Δf_{ps} no deberá ser mayor que 250 MPa (2 500 kg/cm²). Si Δf_{ps} no es mayor que 140 MPa (1 400 kg/cm²), no será necesario cumplir los límites de separación de la tabla 13.6.2.

13.6.3 Si solo hay una barra corrugada, un torón presforzado o un tendón cercano a la cara extrema a tensión, el ancho de esta cara no deberá ser mayor que el valor de s determinado a partir de la tabla 13.6.2.

13.6.4 Si el patín de una viga T se encuentra a tensión, la parte del refuerzo de flexión de tensión adherido que no se encuentra en el alma deberá distribuirse dentro de la menor distancia entre el ancho efectivo del patín, que se define en 5.2.1.4.2, y $L_n/10$. Si $L_n/10$ controla, se deberá proporcionar refuerzo adherido longitudinal adicional que cumpla con 13.8.2 en las partes externas del patín.

13.6.5 La separación del refuerzo a flexión adherido en losas que trabajan en una dirección, no presforzadas o presforzadas Clase A, y vigas sujetas a fatiga, diseñadas para ser impermeables, o expuestas a ambientes corrosivos, deberá seleccionarse con base en investigaciones y tomando en cuenta estas condiciones. En ningún caso deberá exceder los límites de 13.6.2.

Comentario:

Este criterio alternativo a 13.5 es aplicable a barras hasta de Grado 70.

Ante cargas de servicio que resulten en altos esfuerzos en el refuerzo, es de esperar agrietamiento visible y, por tanto, se requiere un detallado del refuerzo que permita controlar dicho agrietamiento. En todos los casos, por razones de durabilidad y apariencia, es preferible tener muchas grietas de poca anchura que pocas grietas de gran anchura. En estudios de laboratorio sobre barras corrugadas, se ha demostrado que el ancho de las grietas es proporcional al esfuerzo del refuerzo en condiciones de carga de servicio. Las variables más relevantes son el espesor del recubrimiento del concreto y la separación del refuerzo (Gergely y Lutz 1968; Kaar 1966; Base et al. 1966). Se ha encontrado que varias barras con una separación moderada son mucho más efectivas para controlar el agrietamiento que una o dos barras de mayor diámetro con área equivalente.

Con la separación del refuerzo requerida en 13.6.2 se limita al control del agrietamiento (Beeby 1979; Frosch 1999). Para el caso de vigas reforzadas con refuerzo Grado 42 y recubrimiento de 50 mm al refuerzo principal de flexión, con f_s igual a 280 MPa (2 800 kg/cm²), la separación máxima de las barras será 250 mm.

La contribución de las grietas a la corrosión del refuerzo es controversial. Datos experimentales (Darwin et al. 1985; Oesterle 1997) muestran que la corrosión del refuerzo no está claramente correlacionada con el ancho de las grietas superficiales cuando éstas se encuentran en el intervalo de esfuerzos debidos a cargas de servicio. Por esta razón, en el método alternativo de 13.6, no se hace diferencia entre exposición interior y exterior.

Solo el refuerzo a tensión más cercano a la cara a tensión del elemento será considerado en la selección del valor de c_c utilizado para calcular los requisitos de separación. Para tener en cuenta el refuerzo presforzado, como los torones, que tienen características de adherencia menos eficientes que el refuerzo corrugado, en la tabla 13.6.2 se utiliza un factor de eficiencia de dos tercios.

En elementos postensados diseñados como agrietados (Clase A) es conveniente usar acero de refuerzo corrugado para controlar el agrietamiento; éste es el caso cubierto por las disposiciones de los renglones a) y b) de la tabla 13.6.2. El refuerzo adherido requerido en otras disposiciones de esta Norma también es aceptable como refuerzo para el control de agrietamiento.

En casos de que el control del agrietamiento sea crítico, es recomendable reducir el valor de f_s .

La hipótesis de tomar a f_{dc} igual a f_{se} , y de establecer un límite de 250 MPa (2 500 kg/cm²) para Δf_{ps} es equivalente a la tensión máxima permitida en el refuerzo de Grado 42 (f_s igual a 280 MPa o 2 800 kg/cm²). La exención para miembros con Δf_{ps} menores que 140 MPa (1 400 kg/cm²) refleja que muchas estructuras diseñadas por el método de esfuerzos de trabajo (o esfuerzos permisibles) y con esfuerzos del refuerzo bajos han cumplido con el estado límite de servicio de agrietamiento debido a esfuerzos por flexión bajos.

En vigas T, la distribución del refuerzo a momento negativo para el control de agrietamiento deberá tener en cuenta dos consideraciones: 1) una gran separación del refuerzo a lo largo de todo el ancho efectivo del patín puede provocar la formación de algunas grietas anchas en la losa cerca del alma; y 2) poca separación cerca del alma deja sin protección las partes exteriores del patín. La limitación de una décima parte del claro es para evitar una separación demasiada amplia, y se requiere algún refuerzo adicional para proteger las partes exteriores del patín. Si las vigas T son diseñadas para resistir momentos negativos debido a cargas gravitacionales y de viento, todo el refuerzo de tensión requerido para resistencia se ubica dentro del ancho efectivo del patín y $L_n/10$, lo que sea menor. La práctica común es colocar más de la mitad del refuerzo sobre el alma de la viga. Para vigas T que resisten combinaciones de carga que incluyen efectos sísmicos, todo el refuerzo colocado dentro del ancho efectivo del patín puede contribuir a la resistencia a flexión de la viga para la distorsión de diseño, como se indica en 8.4.3.2 para estructuras de ductilidad alta.

Aunque se han realizado varios estudios, no se dispone de pruebas experimentales claras con respecto al ancho de grieta más allá del cual existe peligro de corrosión (ACI 222R). Las pruebas de exposición indican que la calidad del concreto, una compactación adecuada y un recubrimiento de concreto amplio pueden ser de mayor importancia para la protección contra la corrosión que el ancho de la grieta en la superficie del concreto (Schießl y Raupach 1997). Los requerimientos relacionados con el aumento del recubrimiento de concreto y la durabilidad del refuerzo, así como con la durabilidad del concreto se encuentran en el Capítulo 4., mientras que los necesarios para lograr resistencia al fuego de dos o más horas, se encuentran en el Apéndice A de la NTC-Proyecto Arquitectónico.

13.7 Vibración en sistemas de piso

13.7.1 Criterios generales

13.7.1.1 Los sistemas de piso con elementos estructurales cuyos peraltes sean menores que los señalados en las tablas 6.6.3.1.1 y 6.7.3.1.2 deberán revisarse por vibración de acuerdo con lo señalado en 13.7.2.

13.7.1.2 También deberán revisarse por vibración de acuerdo con lo señalado en 13.7.2 los elementos estructurales señalados en a) a c).

- Los que formen parte de edificios para salas de espectáculos, centros de reunión, clubes deportivos y de todas las construcciones en que pueda ocurrir aglomeración de personas
- Los que formen parte de edificios utilizados para actividades rítmicas como danza, conciertos, ejercicios a saltos o gimnásticos cuya frecuencia de vibración sea menor que 10 Hz
- Edificios industriales en los que coloquen maquinaria y equipo que produzcan vibraciones.

13.7.1.3 Los edificios susceptibles de vibración lateral bajo cargas de viento serán diseñados para que las vibraciones no tengan efectos adversos significativos en el confort de los usuarios del edificio. Se aplicará lo especificado en el Capítulo 8 de la NTC-Viento.

13.7.2 Percepción humana

13.7.2.1 Se aceptará considerar que la sensibilidad humana a la vibración estructural sea principalmente función de la aceleración. Se permitirá cuantificar la sensibilidad humana en términos de la amplitud y de la frecuencia empleando un factor de sensibilidad, K , definido en la ec. 13.7.2.1, donde $f_0=10$ Hz:

$$K = \frac{\delta}{2} \frac{f^2}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{f_0}\right)^2}} \quad (13.7.2.1)$$

13.7.2.2 En la tabla 13.7.2.2 se relacionan valores de K y la intensidad perceptible de vibración.

Tabla 13.7.2.2 - Percepción humana para distintos valores de K

Valores de K	Percepción humana
$K \leq 1.60$	Aceptable
$1.60 < K \leq 10$	Soportable
$K > 10$	No soportable

13.7.2.3 Los parámetros δ , amplitud de la vibración del elemento estructural en mm, y f , frecuencia de vibración en Hz, de la ec. 13.7.2.1, se podrán determinar experimentalmente o se podrán calcular como se indica en 13.7.2.4 a 13.7.2.8.

13.7.2.4 Para calcular δ , se deberá aplicar la ec. 13.7.2.4:

$$\delta = \rho \Delta_s \quad (13.7.2.4)$$

donde ρ es un factor de amplificación dinámica que puede calcularse con la ec. 13.7.2.5, y Δ_s es el desplazamiento estático del elemento que puede calcularse como se indica en 13.7.2.7.

13.7.2.5 El factor de amplificación dinámica ρ se calculará con la ec. 13.7.2.5:

$$\rho = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{f_e}{f}\right)^2\right]^2 + \left(2\beta \frac{f_e}{f}\right)^2}} \quad (13.7.2.5)$$

donde la frecuencia de excitación, f_e , puede suponerse igual a 1.5 Hz, cuando la excitación sea debida a actividades como bailes, saltos o eventos deportivos, y que el factor de amortiguamiento, β , tenga un valor de al menos 0.05.

13.7.2.6 La frecuencia natural fundamental, f , para sistemas de piso, apoyados sobre muros o sobre vigas (fig. 13.7.2.6), se podrá calcular con las ecs. 13.7.2.6.a y 13.7.2.6.b, respectivamente:

$$f = \frac{0.87}{\pi} C \sqrt{\frac{(15a_2^4 + 8a_1^4)E_c h^3}{(a_1 a_2)^3 (m_{losa})}} \quad (13.7.2.6.a)$$

$$f = 0.18 \sqrt{\frac{g}{C_1 \Delta_{viga} + 0.59 C_2 \Delta_{losa}}} \quad (13.7.2.6.b)$$

donde

$$C = 0.83 + 0.43 \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^2 \quad (13.7.2.6.c)$$

$$C_1 = 1.56 \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^{0.29} \quad (13.7.2.6.d)$$

$$C_2 = 1.18 \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^{-0.69} \quad (13.7.2.6.e)$$

y m_{losa} es la masa de la losa calculada del peso propio de la losa más las cargas de servicio (sin factorizar).

13.7.2.7 El desplazamiento estático Δ_s de la ec. 13.7.2.4 será igual a Δ_{losa} en el caso de losas apoyadas sobre muros (ec. 13.7.2.7.b), e igual a $\Delta_{losa} + \Delta_{viga}$, afectadas de los parámetros C_1 y C_2 , en el caso de losas apoyadas sobre vigas (ec. 13.7.2.7.a y 13.7.2.7.c) (véase fig. 13.7.2.6).

$$\Delta_{viga} = \frac{w(0.5a_1 a_2 - 0.25a_1^2)a_2^3}{384EI_v} + \frac{w_v a_2^4}{384EI_v} \quad (13.7.2.7.a)$$

$$\Delta_{losa} = \frac{w a_1^4}{384EI_{losa}} \quad (13.7.2.7.b)$$

$$\Delta_s = w_p \left(\frac{(0.5a_1 a_2 - 0.25a_1^2)a_2^3}{384EI_v} C_1 + \frac{a_1^4}{384EI_{losa}} C_2 \right) \quad (13.7.2.7.c)$$

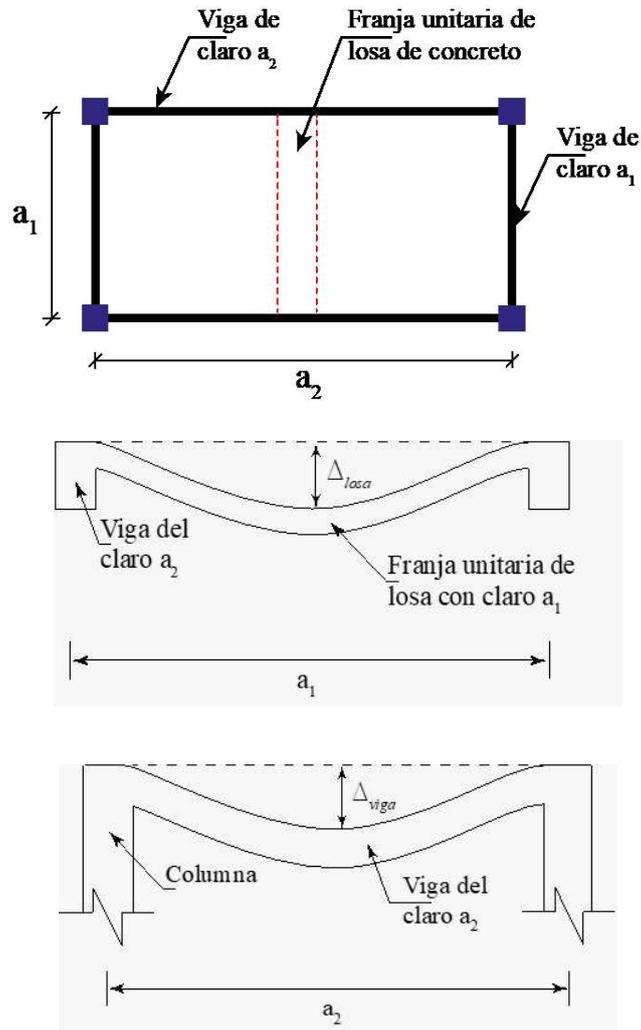


Figura 13.7.2.6 – Parámetros para calcular frecuencia natural y desplazamientos estáticos de losas y vigas

13.8 Acero de refuerzo por contracción y temperatura

13.8.1 Alcance

13.8.1.1 Se deberá colocar acero por contracción y temperatura de acuerdo con 13.8.1.2 y 13.8.2.

13.8.1.2 En elementos estructurales restringidos a cambios volumétricos, se desarrollan esfuerzos de tensión que deben considerarse en el diseño y durante la construcción.

13.8.2 Acero por contracción y temperatura

13.8.2.1 Criterios generales

13.8.2.1.1 Se aceptará omitir el cálculo de las fuerzas internas (momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales) producidas por contracción y temperatura, pero el porcentaje de refuerzo colocado no deberá ser menor que 0.0018 en cualquier sección.

13.8.2.1.2 En todas las secciones donde se requiera, las barras corrugadas que resistan esfuerzos de contracción y temperatura se deberán detallar para desarrollar f_t a tensión.

13.8.2.1.3 El acero de presfuerzo usado para resistir los esfuerzos debidos a contracción y temperatura deberá cumplir con la tabla 13.3.2.3.1.1 y el presfuerzo efectivo después de pérdidas deberá proveer un esfuerzo de compresión promedio, basado en el área gruesa de concreto, de al menos 0.7 MPa (7 kg/cm²).

13.8.2.1.4 Para losas prefabricadas en una dirección y tableros de muros en una dirección presforzados y prefabricados, no se requiere el refuerzo de contracción y temperatura en dirección perpendicular al refuerzo para flexión si se cumplen los requisitos a) a c):

- a) Los miembros prefabricados no tienen un ancho mayor que 4 m
- b) Los miembros prefabricados no están conectados mecánicamente como para causar una restricción en la dirección transversal
- c) No se requiere refuerzo para resistir esfuerzos transversales de flexión transversal.

Comentario:

Los cambios volumétricos del concreto por contracción y temperatura producen esfuerzos de tensión que, sumados a los producidos por flexión, pueden provocar grietas en los elementos estructurales. Una manera de controlar estos agrietamientos se basa en establecer un porcentaje mínimo de acero de refuerzo por contracción y temperatura, una adecuada distribución y colocación del acero de refuerzo y una limitación a los esfuerzos de tensión por flexión en el acero.

Se coloca refuerzo por contracción y temperatura ortogonal al refuerzo principal con objeto de minimizar el agrietamiento y para amarrar las partes de la estructura. Estos requisitos no son aplicables a losas sobre rasante. La cuantía mínima de acero corrugado (en forma de barras y mallas de alambre soldado), basada en el área gruesa de concreto, de 0.0018 es un valor empírico que ha resultado satisfactorio. El área de refuerzo resultante se puede distribuir cerca de alguna de las caras del elemento o se puede distribuir entre las dos caras del elemento, según se estime conveniente.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

14. DETALLADO DEL REFUERZO

14.1 Alcance

14.1.1 Este capítulo se aplicará para el detallado del refuerzo, incluidos:

- a) Separación mínima entre barras (véase 14.2)
- b) Dobleces (véase 14.3)
- c) Longitud de desarrollo del refuerzo (véase 14.4)
- d) Uniones de refuerzo (véase 14.5)
- e) Paquetes de barras (véase 14.6)
- f) Refuerzo transversal (véase 14.7)
- g) Anclaje y uniones en concreto postensado (véase 14.8)
- h) Zonas de anclaje para postensado (véase 14.9)
- i) Anclaje de conectores postinstalados (véase 14.10)
- j) Inclusiones (véase 14.11).

Comentario:

Este capítulo fue reorganizado para la versión 2023 de esta Norma. Se ordenaron las secciones de acuerdo con el proceso de detallado seguido durante el diseño. Se revisaron los requerimientos sobre separación mínima entre barras y dobleces. Se actualizaron los correspondientes al cálculo de longitudes de desarrollo de barras sujetas a tensión, rectas y con dobleces, así como de traslape de barras. Asimismo, se incluyeron requisitos específicos sobre la longitud de desarrollo de barras con cabeza. Se añadió una sección sobre anclaje de conectores postinstalados. Se incluye en este capítulo lo relativo al anclaje y uniones en concreto postensado, así como al detallado de zonas de anclaje.

Todos los requisitos relativos a las barras, alambres y torones están basados en el diámetro nominal del refuerzo, de conformidad con los estándares NMX y ASTM aplicables. Las dimensiones nominales son equivalentes a aquellas de un refuerzo de sección circular que tiene el mismo peso por unidad de longitud que las designaciones en los estándares mencionados. Las áreas transversales del refuerzo se determinan a partir de las dimensiones nominales.

14.2 Separación mínima entre barras de refuerzo

14.2.1 La separación mínima libre entre barras paralelas no presforzadas (excepto entre capas de barras en vigas y en columnas) no será menor que 25 mm, d_b , ni que $1.5t_{mag}$.

14.2.2 Cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia vertical libre entre capas no será menor que d_b , ni que 20 mm. Las barras de las capas superiores se colocarán de modo que no se menoscabe la eficacia del colado.

14.2.3 En columnas, pedestales, puntales y elementos de borde de muros, la distancia libre entre barras longitudinales no será menor que $1.5d_b$, $1.5t_{mag}$ ni que 40 mm.

14.2.4 En el caso de torones pretensados en los extremos de un miembro, la separación mínima a centros, s , será el mayor valor entre el obtenido de la tabla 14.2.4 y $(1.5t_{mag} + d_b)$.

Tabla 14.2.4 - Separación mínima a centros de torones pretensados en los extremos de un miembro

f_{ci}' , MPa (kg/cm ²)	Diámetro nominal del torón, mm (pulg)	Separación mínima, s
< 30 (300)	Todos	$4d_b$
≥ 30 (300)	< 12.7 mm (0.5 pulg)	$4d_b$
	12.7 mm (0.5 pulg)	45 mm
	15.2 mm (0.6 pulg)	50 mm

14.2.5 En el caso de alambres pretensados en los extremos de un miembro, la separación mínima a centros, s , será la mayor de $5d_b$ y $(1.5t_{mag} + d_b)$.

14.2.6 Se aceptará reducir la separación vertical del acero de presfuerzo en el tramo central del claro, incluyendo la formación de paquetes.

14.2.7 La separación mínima libre entre barras paralelas no presforzadas en elementos hechos con concreto lanzado deberá cumplir con a) o b):

- a) La separación libre entre barras será al menos $6d_b$ o 65 mm
- b) Si se coloca el refuerzo en dos capas, la separación libre entre barras en la capa más cercana a la boquilla de lanzado será de al menos $12d_b$. La separación libre entre barras en la otra capa satisfará a).

14.2.7.1 Se permitirá usar una separación distinta de lo establecido en 14.2.7.a y 14.2.7.b si se elaboran paneles de prueba con los que se demuestre que todas las barras de refuerzo quedan embebidas en el concreto y que cumplan con a) y b). La aprobación deberá ser suscrita por el Director, con el visto bueno del Corresponsable, si es el caso.

- a) Los paneles de prueba serán representativos de la configuración del acero de refuerzo más compleja en el proyecto
- b) Con objeto de verificar que el concreto rodea las barras de refuerzo, el Proyectista especificará el número y espesor de los paneles, así como la frecuencia de lanzado por operador y por cada tipo de miembro.

14.2.8 En el caso de torones de presfuerzo en elementos hechos con concreto lanzado, la separación mínima a centros, s , deberá satisfacer 14.2.4, con la excepción permitida en 14.2.6.

14.2.9 En el caso de alambres de presfuerzo en elementos hechos con concreto lanzado, la separación mínima a centros, s , deberá satisfacer 14.2.5, con la excepción permitida en 14.2.6.

14.2.10 En el caso de estribos en columnas hechas con concreto lanzado, la separación mínima libre será 70 mm. Si se usa refuerzo helicoidal (zunchos) en columnas hechas con concreto lanzado, la separación máxima será 70 mm.

14.2.10.1 Se aceptará usar una separación libre distinta de 70 mm si se demuestra, mediante paneles de prueba que cumplan con 14.2.7.1, que el concreto rodea los estribos o el refuerzo helicoidal. La aceptación deberá ser suscrita por el Director.

Comentario:

Los límites mínimos de separación entre barras se establecieron originalmente con el fin de permitir el flujo rápido del concreto en los espacios comprendidos entre barras y entre las barras y la cimbra sin que se presente segregación, así como con el propósito de evitar la concentración de barras en el mismo plano que pueda causar agrietamiento por cortante o contracción. El uso del diámetro nominal de las barras y el tamaño máximo del agregado para definir la separación mínima permite establecer criterios uniformes para barras de todos los tamaños y agregados de diferentes tamaños máximos. Las longitudes de desarrollo de 14.4 dependen de la separación entre barras y del recubrimiento. Por tanto, en algunos casos puede ser ventajoso usar separaciones y recubrimientos mayores que los valores mínimos.

Las separaciones máximas se pueden encontrar en 13.6.

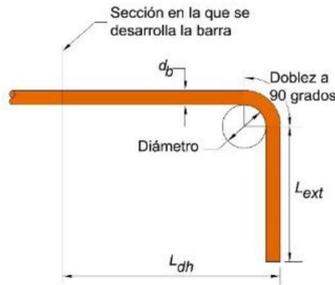
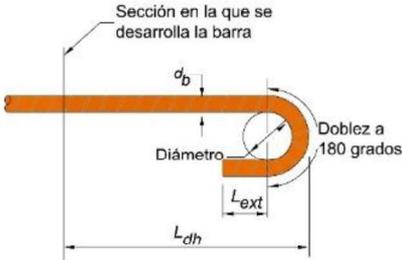
La disminución de la separación entre torones para resistencias del concreto al momento de transferencia iguales a o mayores que 30 MPa (300 kg/cm²) se tomó del ACI CODE-318-19 (Russell y Burns, 1996).

Para la construcción de paneles de prueba de concreto lanzado se recomienda consultar el ACI PRC-506R; más información sobre la evaluación de concreto lanzado se puede revisar en ACI PRC-506.4R. No es usual construir columnas con concreto lanzado en estructuras nuevas debido a la baja separación del refuerzo transversal (estribos y refuerzo helicoidal). En caso de usar separaciones del refuerzo transversal menores que las señaladas en 14.2.10 se considera necesaria la aprobación del Director, la cual se fundamentaría en la verificación en paneles de prueba de que el concreto lanzado rodea el acero de refuerzo.

14.3 Dobleces estándar del refuerzo

14.3.1 Los dobleces estándar para desarrollar fluencia en barras de refuerzo deben satisfacer la tabla 14.3.1.

Tabla 14.3.1—Geometría de dobleces estándar para desarrollar fluencia en barras corrugadas a tensión

Tipo de doblez estándar	Tamaño de la barra	Diámetro interior del doblez, mm	Tramo recto ^[1] L_{ext} , mm	Tipo de doblez estándar ^[2]
90 grados	No. 3 a no. 8	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 9 a no. 12	$8d_b$		
	No. 14 a no. 18	$10d_b$		
180 grados	No. 3 a no. 8	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 9 a no. 12	$8d_b$		
	No. 14 a no. 18	$10d_b$		

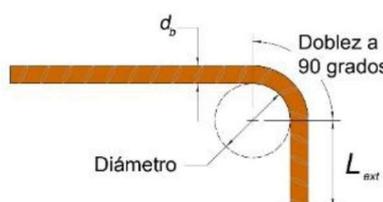
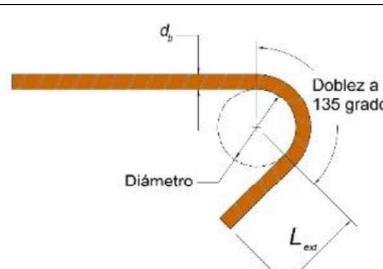
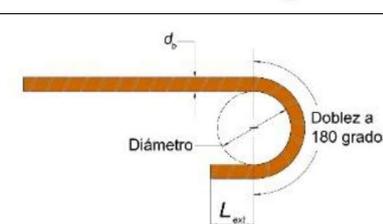
^[1] Un doblez estándar de barras corrugadas en tensión incluye el diámetro interior del doblez y la longitud de la extensión recta. Se permitirá usar una extensión recta mayor que la especificada al final de un doblez. Una extensión recta mayor que la especificada no deberá considerarse para incrementar la resistencia de anclaje del doblez.

^[2] Véase 14.4.3 para calcular la longitud de desarrollo de barras con dobleces.

14.3.2 Los diámetros interiores mínimos para doblar barras usadas como refuerzo transversal y la geometría de los dobleces estándar para anclar estribos, grapas y refuerzo helicoidal (zunchos) deberán cumplir con la tabla 14.3.2. Los dobleces estándar deberán abrazar al refuerzo longitudinal.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 14.3.2 - Diámetros interiores mínimos y geometría de dobleces estándar para estribos, grapas y refuerzo helicoidal

Tipo de doblez estándar	Tamaño de la barra	Diámetro interior del doblez, mm	Tramo recto ^[1] L_{ext} , mm	Tipo de doblez estándar
90 grados	No. 3 a no. 5	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 80 mm	
	No. 6 a no. 8	$6d_b$	$12d_b$	
135 grados	No. 3 a no. 5	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 80 mm	
	No. 6 a no. 8	$6d_b$		
180 grados	No. 3 a no. 5	$4d_b$	Mayor de $4d_b$ y 70 mm	
	No. 6 a no. 8	$6d_b$		

^[1] Un doblez estándar de estribos y refuerzo helicoidal incluye el diámetro interior del doblez y la longitud de la extensión recta. Se permitirá usar una extensión recta mayor que la especificada al final de un doblez. Una extensión recta mayor que la especificada no deberá considerarse para incrementar la resistencia de anclaje del doblez.

14.3.3 Los diámetros interiores mínimos para doblar estribos hechos con alambres soldados no deberán ser menores que $4d_b$ si se usan alambres corrugados mayores que calibre 0 (7.79 mm de diámetro) y que $2d_b$ para cualquier otro tipo de alambre. Los dobleces con diámetros interiores menores que $8d_b$ deberán ubicarse a una distancia al menos igual a $4d_b$ medida desde la siguiente intersección soldada.

14.3.4 Para estructuras de ductilidad baja (Capítulo 6), ductilidad media (Capítulo 7) y ductilidad alta (Capítulo 8), los dobleces de estribos y refuerzo helicoidal deben satisfacer a) y b):

- a) El doblez mínimo será de 90 grados para refuerzo helicoidal (zunchos) y estribos circulares y de 135 grados para el resto
- b) El doblez deberá rodear el refuerzo longitudinal y la extensión deberá proyectarse al interior del estribo.

14.3.5 Para estructuras de ductilidad baja (Capítulo 6), las grapas deben cumplir con a) a d):

- a) Las grapas deben ser hechas de una sola pieza
- b) En sus dobleces, deben abrazar las barras perimetrales de refuerzo longitudinal perimetral
- c) Se aceptarán grapas con un doblez de 135 grados en un extremo y de al menos 90 grados en el otro extremo si los dobleces a 90 grados, alrededor de una misma barra longitudinal, se alternan con los de 135 grados
- d) El tramo recto del doblez de las grapas deberá cumplir con lo señalado en la tabla 14.3.2.

14.3.6 Para estructuras de ductilidad media (Capítulo 7) y ductilidad alta (Capítulo 8), las grapas deben cumplir con a) a c):

- a) Las grapas deben ser hechas de una sola pieza
- b) Deberán tener dobleces en cada extremo de al menos 135 grados con un tramo recto cuya longitud sea la indicada en la tabla 14.3.2
- c) En sus dobleces, deben abrazar las barras perimetrales de refuerzo longitudinal perimetral.

14.3.7 El refuerzo debe doblarse en frío antes de su colocación, a menos de que el Responsable permita otros métodos.

14.3.8 Se aceptará doblar el acero de refuerzo embebido en el concreto con calor en estructuras de ductilidad baja (Capítulo 6) y que cumplan con a) a f):

- a) Se aceptarán dobleces de hasta 90 grados y cuyos diámetros internos cumplan con 14.3.1
- b) Si se presentan casos de agrietamiento o rotura de las barras, se aceptará calentar a una temperatura máxima de 1088 K (815 °C)
- c) Las barras que se quiebren durante el doblado o el enderezado pueden trasladarse fuera de la región de doblado y se deberá cumplir con 14.5
- d) Si la zona de doblado se encuentra a 150 mm o menos del concreto, se deberá aplicar algún sistema de aislamiento de protección del concreto
- e) Se acepta controlar la temperatura de calentamiento por medio de crayones térmicos o cualquier otro medio adecuado
- f) No se aceptará enfriar las barras calentadas por medios artificiales (agua o aire a presión) sino hasta que su temperatura haya descendido a por lo menos 588 K (315°C).

14.3.7.1 No se permitirá doblar acero de refuerzo con calor en estructuras de ductilidad media (Capítulo 7) y de ductilidad alta (Capítulo 8).

Comentario:

En esta Norma se usa el término “doblez” como equivalente al término “gancho” empleado en la práctica de diseño y construcción. Los dobleces estándar de barras de refuerzo se expresan como múltiplos del diámetro interno de la barra porque éste es más sencillo de medir que el radio del doblado. Los factores principales que afectan el diámetro mínimo de doblado son la capacidad de la barra de refuerzo a doblarse sin rotura y la prevención del aplastamiento del concreto dentro del doblado.

Los dobleces de estribos y refuerzo helicoidal están limitados para barras del no. 8 o menores. Los dobleces a 90 grados, con extensión de $6d_b$, están limitados a barras del no. 5 o menores como resultado de investigaciones que han mostrado que barras de diámetros mayores con dobleces a 90 grados tienden a desprender el recubrimiento cuando el refuerzo se deforma y el doblado se endereza. El diámetro interno mínimo de $4d_b$ es consistente con la práctica mexicana para el doblado del acero de refuerzo. Además, permite el uso de equipo de doblado automático y el doblado de varios estribos simultáneamente.

Se acepta el uso de estribos que forman parte de mallas de alambre soldado. En este tipo de configuraciones, el alambre en las intersecciones soldadas normalmente no tiene la misma ductilidad y capacidad de ser doblado que en áreas en donde no se ha calentado como parte del proceso de fabricación. Los efectos de la temperatura de soldado se disipan usualmente a una distancia igual a cuatro veces el diámetro del alambre. Los diámetros permitidos (o calibres) son consistentes con los señalados en la NMX-B-253-CANACERO.

Las condiciones de la construcción pueden hacer necesario doblar barras que se encuentran embebidas en el concreto. En estos casos se requiere determinar si la barra se puede doblar en frío o si es necesario calentarla. Los dobleces tienen que ser graduales y enderezarse según se requiera. En la versión 2023 se ha limitado la aplicación de calor para doblar barras a estructuras de ductilidad baja ya que se reconoce que las demandas de deformación inelástica para estas estructuras son pequeñas.

14.4 Longitud de desarrollo del refuerzo

14.4.1 Requisito general

14.4.1.1 La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección deberá desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barras rectas, barras con dobleces, barras con cabeza, barras con algún dispositivo mecánico, o una combinación de ellas.

14.4.1.2 No se aceptará usar dobleces o barras con cabeza para desarrollar barras en compresión.

14.4.1.3 Las longitudes de desarrollo no requieren aplicar un factor de resistencia F_R .

14.4.1.4 Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en el cálculo no deberán exceder 8.3 MPa (83 kg/cm²).

Comentario:

El concepto de longitud de desarrollo está basado en el esfuerzo de adherencia promedio que se alcanza a lo largo del refuerzo anclado (ACI 408, 1966). La falla de anclaje por adherencia puede ocurrir de dos modos: en uno, se forman grietas longitudinales, paralelas al eje de la barra, causadas por la presión radial hacia fuera que ejercen las corrugaciones sobre el concreto, al tratar de deslizar la barra y, la otra, ocurre porque las corrugaciones aplastan al concreto y la barra desliza dejando sólo un agujero circular sin agrietamiento; esta última forma de falla se presenta en barras de diámetros pequeños con amplias separaciones entre ellas y recubrimientos grandes. El concepto de longitud de desarrollo requiere proporcionar una longitud mínima del refuerzo más allá de los puntos de máximo esfuerzo en el acero de refuerzo o donde éste se dobla o termina. Esta longitud de desarrollo es necesaria a ambos lados del punto de esfuerzo máximo, si bien es usual que los cálculos sólo involucren un lado ya que en el otro el refuerzo puede ser continuo sobre una distancia considerable. El requisito de colocar una cuantía mínima de refuerzo transversal, mediante un valor mínimo de K_{tr} (consultar en 14.4.2.2) permite mejorar la ductilidad del elemento.

Los dobleces y barras con cabeza no son efectivos en compresión; es por ello que no se permite considerar a los dobleces o a las cabezas para reducir la longitud de desarrollo de barras a compresión.

No es necesario afectar el cálculo de la longitud de desarrollo por un factor de resistencia ya que en la formulación de las expresiones se ha incluido.

El límite en el valor de $\sqrt{f'_c}$ proviene del ACI CODE-318-19 en el cual se seleccionó establecerlo en lugar de cambiar el valor tradicional del exponente de la resistencia a la compresión de $\frac{1}{2}$. El límite supone una resistencia de diseño máxima del concreto de 10,000 lb/pulg², aproximadamente equivalente a 70 MPa o 700 kg/cm².

Ensayos recientes han demostrado que cuando se deja ahogado en el concreto un grupo de barras que se somete a tensión, es necesario considerar su resistencia a desprendimiento del concreto. Se sugiere revisar las publicaciones de Worsfold et al. (2022 y 2023) y Worsfold y Moehle (2023).

14.4.2 Longitud de desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a tensión

14.4.2.1 La longitud de desarrollo de barras corrugadas, alambres corrugados y barras corrugadas postinstaladas (anclas) L_d será la mayor de a) o b):

- a) Longitud calculada según 14.4.2.3 o 14.4.2.4 usando los factores de 14.4.2.5 aplicables
- b) 300 mm.

14.4.2.2 En barras de Grado 56 o mayor separadas a menos de 150 mm entre centros, se deberá suministrar refuerzo transversal a lo largo de la longitud de desarrollo tal que $K_{tr} \geq 0.5d_b$.

14.4.2.3 En barras no. 14 y no. 18, se deberá suministrar refuerzo transversal tal que se satisfaga a) o b):

- a) Para barras Grado 42, $K_{tr} \geq 0.5d_b$ a lo largo de la longitud de desarrollo
- b) Para barras Grado 56 y Grado 70, $K_{tr} \geq 0.75d_b$ a lo largo de la longitud de desarrollo.

14.4.2.4 L_d para barras corrugadas y alambres corrugados se deberá calcular de acuerdo con la tabla 14.4.2.4 donde los factores ψ_p , ψ_e , ψ_g y λ se tomarán de 14.4.2.6 y K_{tr} corresponderá al especificado en 14.4.2.2 y 14.4.2.3, según aplique.

Tabla 14.4.2.4 - Longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambres corrugados a tensión

Separación y recubrimiento	Barras no. 6 y menores y alambres corrugados	No. 7 a no. 11	No. 14 y no. 18
Separación libre entre barras o alambres por ser anclados por adherencia o entre los traslapes no menor que d_b , recubrimiento libre al menos de d_b , y estribos a lo largo de L_d con cuantía no menor que la mínima establecida en esta Norma o Separación libre entre barras o alambres por ser desarrollados o unidos mediante traslapes con al menos $2d_b$ y recubrimiento libre al menos de d_b	$\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$ $\left(\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right)$	$\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$ $\left(\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{5.3 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right)$	$\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{1.4 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$ $\left(\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{4.2 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right)$
Otros casos	$\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{1.4 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$ $\left(\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{4.4 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right)$	$\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$ $\left(\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{3.5 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right)$	$\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{0.9 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$ $\left(\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{2.8 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right)$

14.4.2.5 De manera optativa a 14.4.2.4, L_d para barras corrugadas y alambres corrugados se calculará con la ec. 14.4.2.5.a:

$$L_d = \frac{f_y}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_p \psi_e \psi_t \psi_g}{\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}} d_b \tag{14.4.2.5.a}$$

$$\left(L_d = \frac{f_y}{3.5 \lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_p \psi_e \psi_t \psi_g}{\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}} d_b \right)$$

en donde el término de confinamiento $(c_b + K_{tr}) / d_b$ no excederá 2.5 y

$$K_{tr} = \frac{1.6 A_{tr}}{sn} \quad \left(K_{tr} = \frac{16 A_{tr}}{sn} \right) \tag{14.4.2.5.b}$$

donde c_b es la menor de: a) la distancia del centro de la barra o alambre a la superficie de concreto más cercana, y b) la mitad de la separación a centros de barras o alambres que se desarrollan, mm (cm); A_{tr} es el área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación S , y que cruza el plano potencial de agrietamiento y n es el número de barras o alambres por ser desarrollados o unidos mediante traslape a lo largo del plano potencial de agrietamiento.

14.4.2.5.1 Se permite usar $K_{tr}=0$ como una simplificación en el diseño aun cuando se haya colocado o se requiera refuerzo transversal.

14.4.2.6 Los factores de modificación para el cálculo de L_d se tomarán de la tabla 14.4.2.6.

Tabla 14.4.2.6 - Factores de modificación para el cálculo de la longitud de desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a tensión

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto ligero λ	Concreto ligero	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Grado del refuerzo ψ_g	Grado 42 o Grado 52	1.0
	Grado 56	1.15
	Grado mayor que 56	1.3
Refuerzo cubierto con resina epoxi o con lodo bentonítico ^[1] ψ_e	Acero de refuerzo cubierto con resina epoxi o con lodo bentonítico o con revestimiento epóxico y galvanizado con un recubrimiento libre menor que $3d_b$ o separación libre menor que $6d_b$	1.5
	Acero de refuerzo cubierto con resina epoxi o con lodo bentonítico o con revestimiento epóxico y galvanizado en cualquier otra condición	1.2
	Acero de refuerzo sin revestimiento de resina epoxi o sin lodo bentonítico o galvanizado	1.0
Tamaño ψ_t	No. 14 y no. 18	1.25
	No. 7 a no. 11	1.0
	No. 6 y más pequeñas y alambres corrugados	0.8
Posición en el colado ^[1] ψ_p	Más de 300 mm de concreto fresco colocado debajo del refuerzo horizontal o inclinado	1.3
	Otro	1.0

^[1] El producto $\psi_p\psi_e$ no necesita exceder 1.7.

14.4.2.7 El refuerzo transversal usado para confinar una barra recta por ser desarrollada o traslapada deberá desarrollarse a cada lado de los potenciales planos de hendimiento y consistirá en estribos que cumplan con 14.7.2, estribos cerrados que satisfagan 14.7.3 o de refuerzo helicoidal según 14.7.4.

Comentario:

Las fórmulas propuestas para calcular la longitud de desarrollo requerida de una barra corrugada o alambre corrugado a tensión son las mismas que en el ACI CODE-318-19. Se permiten dos métodos para calcular la longitud de desarrollo. Uno, simplificado en 14.4.2.4 y el método general mediante las ecuaciones 14.4.2.5.a y 14.4.2.5.b. El uso de uno u otro método puede depender del valor del término $(c_b + K_{tr}) / d_b$ usado. En el desarrollo de las expresiones de la tabla 14.4.2.4, se supuso que los valores de recubrimiento libre y separación mínima eran tales que $(c_b + K_{tr}) / d_b$ es, al menos, igual a 1.5. Ello permite una reducción de 20 por ciento en la longitud de desarrollo si se usan barras o alambres corrugados del no. 6 o menores. Esta reducción está ya incluida en la tabla. Las expresiones para los "Otros casos" de la tabla 14.4.2.4 se derivaron suponiendo que el recubrimiento libre es menor que los casos anteriores (segundo renglón de la tabla) y que la cuantía de estribos es menor que la mínima, de modo que $(c_b + K_{tr}) / d_b = 1.0$. Dependiendo de la aplicación, el Proyectista puede desarrollar expresiones simples dependiendo del tipo de concreto, acero de refuerzo, posición del refuerzo durante el colado, por ejemplo. De este modo, si se satisface el recubrimiento mínimo y la separación mínima entre barras de $2d_b$ o el recubrimiento mínimo y la separación mínima de barras de d_b con cuantía mínima de estribos, $L_d = 47d_b$. Si las barras se colocan a una menor separación o se dispone de un recubrimiento menor, $L_d = 71d_b$. La ec. 14.4.2.5.a toma en cuenta, en forma explícita, todas las variables que controlan el cálculo de la longitud de desarrollo, como son: recubrimiento lateral, recubrimiento de la barra o alambre, la separación de las barras o alambres de refuerzo longitudinal, la contribución del refuerzo transversal en el control de agrietamiento

longitudinal paralelo a las barras, la posición del acero de refuerzo durante el colado, tipo de revestimiento, el grado del acero, así como el diámetro nominal. El límite de $(c_b + K_{tr}) / d_b = 2.5$ se incluyó para evitar las fallas de extracción de barras o alambres del concreto. Por tanto, en esta versión de la Norma ya no es necesario revisar el cálculo de L_a para el modo de falla de extracción de barras como se pedía en la versión de 2017.

Es recomendable colocar acero de refuerzo transversal a lo largo de la longitud de desarrollo, en especial en concretos de muy alta resistencia, con objeto de mejorar el comportamiento dúctil del anclaje (Azizinamini et al., 1999a,b).

El factor λ es aplicable a todos los concretos ligeros. El factor ψ_g toma en cuenta que la longitud de desarrollo requerida aumenta de manera no proporcional con f_y (Orangun et al., 1977). El factor ψ_e refleja la pérdida de adhesión por el revestimiento de resina epoxi y la reducción de la resistencia a una falla por agrietamiento. Este mismo factor se aplica a barras embebidas en lodo bentonítico. El factor ψ_p refleja el efecto de la posición de la barra durante el colado y la magnitud de revenimiento. La adherencia en barras colocadas en concreto de mayor espesor debajo y con mayor revenimiento es menor debido a que debajo de las barras es más fácil que queden burbujas de aire atrapado, y se acumule agua y concreto de menor resistencia (Jirsa y Breen, 1981). El límite superior de 1.7 para el producto $\psi_p \psi_e$, en el caso de barras y alambres con más de 300 mm de concreto colado debajo y con revestimiento epóxico o galvanizadas, es para no duplicar la consideración de la pérdida de adhesión y de un menor factor de fricción entre acero y concreto. El factor ψ_t refleja el mejor desempeño a adherencia de barras o alambres de menor diámetro.

Se espera que las barras corrugadas postinstaladas (anclas) tengan un desempeño equivalente, en términos de adherencia y respuesta a tensión cíclica, a barras del mismo diámetro ahogadas en concreto. Para su aceptación, se considera la resistencia, rigidez, idoneidad para distintas aplicaciones y estabilidad de largo plazo de los materiales adhesivos. Se ha de prestar atención a condiciones de humedad que puedan afectar negativamente este sistema de refuerzo. Los requisitos de este inciso son aplicables para el cálculo de la longitud de desarrollo. En la ec. 14.4.2.5.a se puede tomar el factor ψ_p igual a 1.0. Donde exista refuerzo que satisfaga los requisitos de A_{tr} , se podrá incluir en los cálculos.

14.4.3 Desarrollo de barras con dobleces a tensión

14.4.3.1 La longitud de desarrollo de una barra corrugada que termina con un doblez a 90 o 180 grados, L_{dh} , será la mayor de a) a c). Se toma como L_{dh} la longitud paralela a la barra, comprendida entre la sección crítica y el paño externo de la barra después del doblez (fig. 14.4.3.1):

- a) $\frac{0.24 f_y \psi_e \psi_r \psi_c}{\lambda \sqrt{f_c'}} d_b \left(\frac{0.075 f_y \psi_e \psi_r \psi_c}{\lambda \sqrt{f_c'}} d_b \right)$, donde los factores ψ_e , ψ_r , ψ_c y λ se tomarán de 14.4.3.2
- b) $8d_b$
- c) 150 mm.

14.4.3.2 En el cálculo de L_{dh} se usarán los factores de modificación de la tabla 14.4.3.2 aplicables. En extremos discontinuos de elementos se cumplirá con 14.4.3.4.

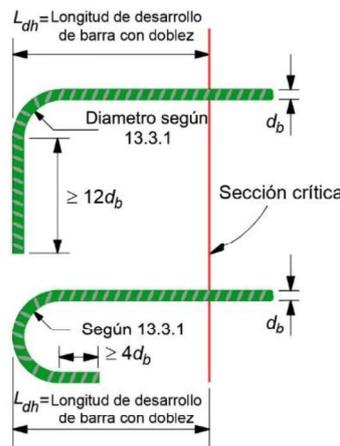


Figura 14.4.3.1 - Longitud de desarrollo de barras con dobleces

Tabla 14.4.3.2 - Factores de modificación para la longitud de desarrollo de barras con dobleces a tensión

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto ligero λ	Concreto ligero	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Refuerzo cubierto con resina epoxi o con lodo bentonítico ψ_e	Acero de refuerzo cubierto con resina epoxi o con lodo bentonítico o con revestimiento epóxico y galvanizado	1.2
	Acero de refuerzo sin revestimiento epóxico o sin revestimiento de lodo bentonítico o galvanizado	1.0
Recubrimiento ψ_r	Para dobleces de barras no. 11 y más pequeñas con un recubrimiento lateral normal al plano del dobléz ≥ 65 mm y para dobleces a 90 grados con un recubrimiento de la extensión del dobléz ≥ 50 mm	0.7
	Otro	1.0
Refuerzo de confinamiento ψ_c [2]	Para dobleces a 90 grados de barras del no. 11 y más pequeñas 1) contenidos a lo largo de L_{dh} dentro de estribos [1] perpendiculares a L_{dh} con $s \leq 3 d_b$ o 2) contenidos a lo largo de la extensión de la barra más allá del gancho, incluido el dobléz, dentro de estribos [1] perpendiculares a la extensión con $s \leq 3 d_b$	0.8
	Para dobleces a 180 grados de barras del no. 11 y más pequeñas contenidos a lo largo de L_{dh} dentro de estribos [1] perpendiculares a L_{dh} con $s \leq 3 d_b$	
	Otro	1.0

[1] El primer estribo debe contener a la porción doblada del gancho en una distancia de $2d_b$ medida desde el paño externo del dobléz.

[2] d_b es el diámetro nominal de barras con dobléz.

14.4.3.3 Se deberán suministrar estribos cerrados que cumplan con 14.7.3 para confinar barras con dobleces de acuerdo con 14.4.3.3.1. El área total de refuerzo de confinamiento de barras con dobleces A_{th} se deberá calcular de conformidad con 14.4.3.3.2 y 14.4.3.3.3.

14.4.3.3.1 Se colocarán al menos dos estribos cerrados de confinamiento de barras con dobleces de acuerdo con a) o b):

- Se deberán suministrar dos o más estribos paralelos a L_{dh} , distribuidos uniformemente dentro de una distancia de $15d_b$ a partir del eje del tramo recto de las barras con dobleces y con una separación a centros que no exceda $8d_b$, donde d_b es el diámetro nominal de la barra con dobléz
- Se deberán suministrar dos o más estribos perpendiculares a L_{dh} , distribuidos uniformemente a lo largo de $0.75L_{dh}$ medida desde la extensión de las barras con dobléz por confinar en la dirección de las barras a tensión y con una separación centro a centro máxima de $8d_b$, donde d_b es el diámetro nominal de la barra con dobléz.

14.4.3.3.2 En el cálculo de A_{th} , se considerará el área transversal de todas las ramas de los estribos de confinamiento.

14.4.3.3.3 Si los estribos de confinamiento se colocan paralelos y perpendiculares a L_{dh} , se permitirá usar el mayor valor de A_{th} obtenido de 14.4.3.3.1.a y 14.4.3.3.1.b.

14.4.3.4 Las barras con dobleces estándar que deban anclarse en los extremos discontinuos de un elemento y que tengan un recubrimiento lateral y superior (o inferior) al dobléz menor que 65 mm, deberán satisfacer a) y b):

- El dobléz deberá estar confinado a lo largo de L_{dh} con estribos perpendiculares a L_{dh} con $s \leq 3d_b$

- b) El primer estribo deberá abarcar la porción doblada dentro de una distancia igual a $2d_b$ medida desde el paño del dobléz, donde d_b es el diámetro nominal de la barra con dobléz.

Comentario:

Las disposiciones para el anclaje de las barras con dobleces están basadas en el criterio del ACI CODE-318-14. Se optó por este criterio ya que sus resultados son consistentes con ensayos de laboratorio que reproducen las condiciones de una barra con dobléz a 90 o 180 grados. La mayor parte de los esfuerzos se desarrolla por la reacción de compresión del concreto ante el dobléz de la barra, mientras que el resto se resiste por adherencia a lo largo de la porción recta, entre la sección crítica y el dobléz. De ahí que la longitud de desarrollo de una barra con dobléz se mida a lo largo del eje de la barra, desde la sección crítica hasta el plano vertical que define el tramo recto de la barra, posterior al dobléz. Por otra parte, al actuar la fuerza de tensión, la barra tiende a enderezarse y su tramo vertical presiona al concreto frente a él. Ello evidencia la necesidad de que el tramo recto mencionado cuente con suficiente recubrimiento o quede confinado con estribos horizontales. En cuanto a los esfuerzos axiales en la barra, resulta que toda ella, desde la sección crítica hasta su extremo después del dobléz se encuentran a tensión con un valor máximo en la sección crítica que va disminuyendo gradualmente hasta cero en el extremo mencionado, es decir, aun el tramo vertical está a tensión. Los esfuerzos de aplastamiento del concreto en el dobléz hacen ver la importancia de que el diámetro del dobléz cumpla con el requisito de 14.3.1. Las variables que controlan la longitud de desarrollo de una barra con dobléz son f_y , la separación y la presencia de estribos de confinamiento. En ensayos de laboratorio se ha observado que barras con dobléz con baja separación entre ellas tienen una resistencia por barra menor que cuando se separan más. Esto se deberá a que el área de la superficie de falla del concreto es menor cuando las barras se colocan menos separadas (Sperry et al., 2017; Ajaam et al., 2018). El menor valor de L_{dh} es para evitar una falla por extracción directa en casos donde el dobléz se localice muy cerca de la sección crítica.

El factor λ es aplicable a todos los concretos ligeros. El factor ψ_e proviene de ensayos de laboratorio que han indicado que la longitud de desarrollo de barras con dobléz con revestimiento epóxico es del orden de 20 por ciento mayor debido a la reducción de la adherencia de barras revestidas con resina epoxi (Hamad et al., 1993). En esta Norma, el mismo factor se aplica a barras embebidas en lodo bentonítico. El factor ψ_r refleja el efecto benéfico de colocar las barras dentro del núcleo de la columna con un recubrimiento de al menos 65 mm o en otros elementos con recubrimiento lateral de al menos $6d_b$ (Johnson y Jirsa, 1981).

El factor ψ_c tiene un valor de 0.8 si los dobleces se incluyen dentro de estribos que proporcionan confinamiento a las barras. En la fig. C14.4.3.3.1.a se muestran los estribos cerrados de confinamiento paralelos a la barra por anclar, distribuidos a lo largo de la extensión o rama vertical. Esta distribución es característica de una unión viga-columna. En la fig. C14.4.3.3.1.b se ilustra la colocación de estribos cerrados perpendiculares a la barra por anclar, distribuidos a lo largo de $0.75L_{dh}$. Para ambos arreglos de estribos, estudios experimentales han demostrado que el refuerzo de confinamiento, paralelo o perpendicular a la longitud de desarrollo de una barra con dobléz, y colocado como se dispone en 14.4.3.3.1.a o 14.4.3.3.1.b, mejora la resistencia al anclaje en proporción directa al área del refuerzo de confinamiento. Ello es válido para barras con dobleces a 90 y 180 grados (Sperry et al., 2017; Ajaam et al., 2018).

Todas las ramas de los estribos y grapas se consideran efectivas en el cálculo A_{th} . El inciso 14.7.2.5.3 no permite el uso de refuerzo transversal anclado con cabeza que contribuya a A_{th} ni a A_{tt} .

Los estribos requeridos en 14.4.3.4 son para prevenir fallas por agrietamiento y separación del concreto cuando el recubrimiento lateral (perpendicular al plano del dobléz) y el recubrimiento superior e inferior (en el plano del dobléz) son pequeños. Este requisito se aplica en los extremos de vigas simplemente apoyadas, en el extremo libre de vigas en voladizo (fig. C14.4.3.4) y en uniones viga-columna exteriores en las cuales los elementos terminan en el nudo y no continúan más allá de él. Lo aquí establecido no es aplicable a los bordes discontinuos de losas si el confinamiento lateral es provisto por la losa a ambos lados de la barra con dobléz.

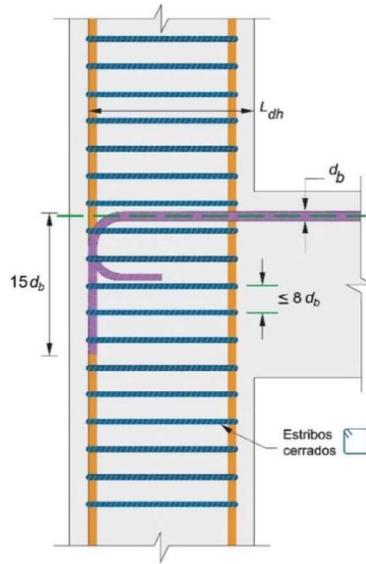


Figura C14.4.3.3.1.a – Estribos paralelos a la barra por anclar con dobles a 90 o 180 grados y que contribuyen a la resistencia del anclaje

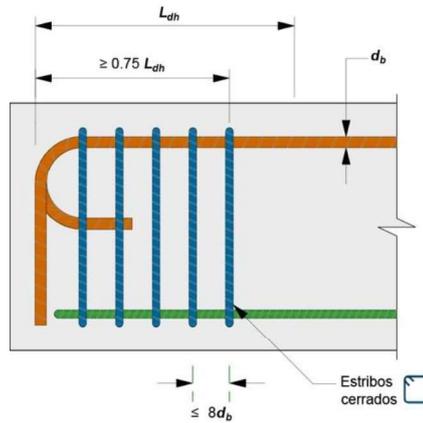


Figura C14.4.3.3.1.b Estribos cerrados perpendiculares a la barra por anclar con dobles a 90 o 180 grados, separados a lo largo de L_{dh} y que contribuyen al anclaje

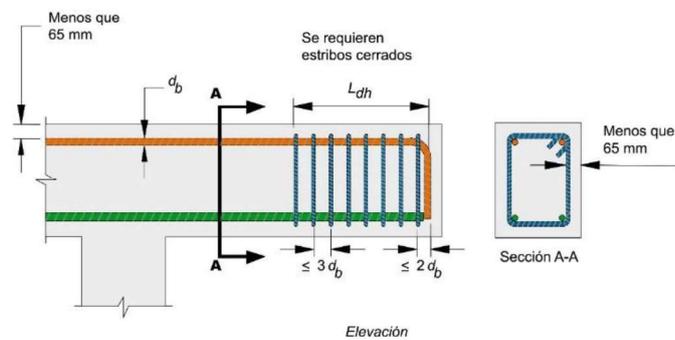


Figura C14.4.3.4 - Recubrimiento y separación de estribos cerrados en un voladizo

14.4.4 Longitud de desarrollo de barras corrugadas con cabeza sujetas a tensión

14.4.4.1 Se aceptará el uso de cabezas para desarrollar barras corrugadas sujetas a tensión si cumplen con a) a g):

- Las barras deben cumplir con la norma ASTM A970/A970M o similar
- El f_y de las barras no excederá 420 MPa (4 200 kg/cm²)
- Las barras no serán mayores que no. 11
- El área neta de apoyo de la cabeza A_{apoyo} será al menos $4A_b$
- El concreto deberá ser de peso normal
- El recubrimiento libre de la barra será al menos $2d_b$
- La separación libre entre barras será al menos $4d_b$.

14.4.4.2 La longitud de desarrollo de barras corrugadas con cabeza sujetas a tensión L_{dt} será la mayor de a) a c). Se toma como L_{dt} la longitud paralela a la barra, comprendida entre la sección crítica y la cara de apoyo o de reacción de la cabeza de la barra (fig. 14.4.4.2):

- $\frac{0.19f_y\psi_e}{\sqrt{f'_c}} d_b \left(\frac{0.06f_y\psi_e}{\sqrt{f'_c}} d_b \right)$, donde el factor ψ_e se tomará de 14.4.4.3 y f'_c no deberá exceder 40 MPa (400 kg/cm²)
- $8d_b$
- 150 mm.

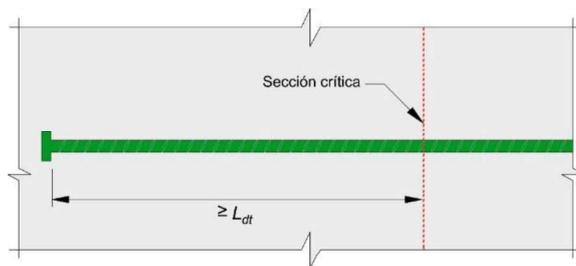


Figura 14.4.4.2 - Longitud de desarrollo de una barra con cabeza sujeta a tensión

14.4.4.3 El factor ψ_e en 14.4.4.2 será igual a 1.2 para refuerzo cubierto con resina epoxi y 1.0 para barras sin revestimiento alguno o galvanizadas.

14.4.4.4 En uniones viga-columna, se deberán colocar estribos cerrados paralelos a la barra con un área total A_{tr} que deberá satisfacer 14.4.4.4.1 y 14.4.4.4.2. Los estribos cerrados deberán cumplir con 14.7.3.

14.4.4.4.1 Los estribos cerrados paralelos a L_{dt} deberán colocarse dentro de una distancia igual $8d_b$ medida del eje de la barra con cabeza hacia el centro de la unión, donde d_b es el diámetro nominal de la barra con cabeza.

14.4.4.4.2 En el cálculo de A_{tr} , se considerará el área transversal de todas las ramas de los estribos cerrados de confinamiento.

14.4.4.6 Si el refuerzo longitudinal de la viga para resistir momento negativo (lecho superior) cuenta con cabezas y termina en un nudo, la columna se deberá extender arriba de la cara superior del nudo a lo largo de una distancia al menos igual a h , donde h es la dimensión horizontal del nudo en la dirección de las fuerzas consideradas. Alternativamente, el refuerzo de la viga se deberá confinar por medio de acero de refuerzo vertical suplementario en el nudo que provea un confinamiento equivalente a la cara superior del nudo.

Comentario:

El desarrollo de barras con cabeza supone que la fuerza en la barra se transfiere al concreto mediante una combinación de fuerza de reacción en la cabeza y fuerzas de adherencia a lo largo de la barra (Thompson et al., 2005, 2006a,b). Este mecanismo es distinto del supuesto en anclajes postinstalados, por ejemplo, en donde la fuerza de la barra se supone que se transfiere al concreto solamente por la reacción de la cabeza.

Si las barras están sujetas a tensión, las cabezas permiten que las barras desarrollen f_y en una longitud menor que la requerida para barras con dobleces estándar. No obstante, su comportamiento es similar. Se deberá considerar la cabeza de la barra como parte integral de la misma en el cálculo de recubrimientos y para cumplir con los requisitos de tamaño de agregados del Capítulo 16. En esta Norma se requiere que las barras con cabeza cumplan con lo establecido en el estándar ASTM A970/970M ya que los requisitos de 14.4.4 se basan en él.

Si una barra longitudinal con cabeza de una viga, losa o ménsula se ancla en un elemento de apoyo, como es una columna, es conveniente que la barra se extienda lo más posible dentro del núcleo de la columna con objeto de mejorar la transferencia de fuerzas y el comportamiento del nudo, incluso excediendo L_{dt} (véase fig. C14.4.4.2.a). Si las barras se colocan a una baja separación, la probabilidad de una falla del concreto aumenta. Una regla útil es que L_{dt} sea al menos igual a $d/1.5$, donde d es el peralte efectivo de la viga (fig. C.14.4.4.2.b) o bien que se coloquen estribos cerrados que permitan desarrollar un flujo de fuerzas consistente con los principios de modelación usando puntales y tensores, de acuerdo con el Capítulo 10 (fig. C14.4.4.2.c).

El factor de modificación aplicable a barras con cabeza refleja el mismo fenómeno que en barras con dobleces (Thompson et al., 2005, 2006a,b). En el caso de barras con cabeza, sólo los estribos paralelos a las barras con cabeza contribuyen a la resistencia al anclaje y reducen la longitud de desarrollo (figs. C14.4.4.4.a y C.14.4.4.4.b). Los estribos paralelos a las barras con cabeza contribuyen a aumentar la resistencia de anclaje en proporción de su área (Shao et al., 2016). Este refuerzo permite mantener unido el concreto cerca de la cabeza con concreto del otro lado de la superficie de falla, lo que resulta en una resistencia adicional. Los estribos perpendiculares a las barras con cabeza no incrementan sensiblemente la resistencia del anclaje.

Todas las ramas de los estribos paralelos a las barras con cabeza se consideran efectivas en el cálculo A_{dt} .

El inciso 14.4.4.6 se refiere a uniones viga-columna en las que las barras de refuerzo de la viga terminan con cabezas. En estos casos, las uniones requieren confinamiento de las barras con cabeza a lo largo de la cara superior de la junta. Este confinamiento se puede proveer ya sea mediante una columna que se extienda arriba de la unión, o por medio de refuerzo transversal vertical que rodee las barras de refuerzo del lecho superior de la viga y que se extienda de forma vertical en la junta, en adición al refuerzo longitudinal de la columna.

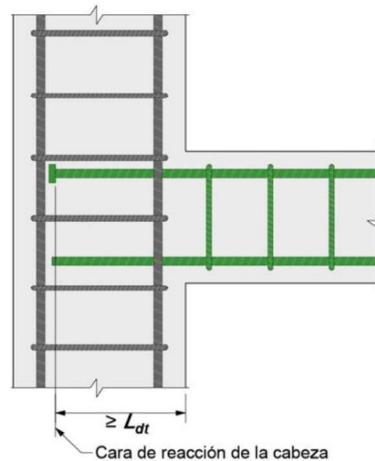


Figura C14.4.4.2.a – Colocación de una barra dentro de una columna con una extensión mayor que L_{dt}

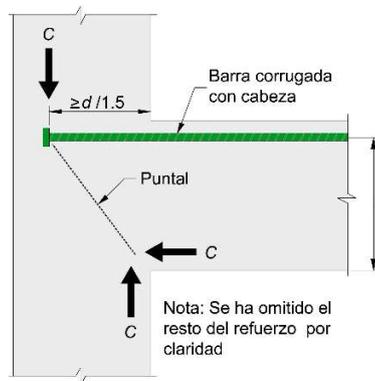


Figura C14.4.4.2.b – La falla del concreto, caracterizada por una pirámide de extracción, se evita si L_{dt} es al menos igual a $d/1.5$

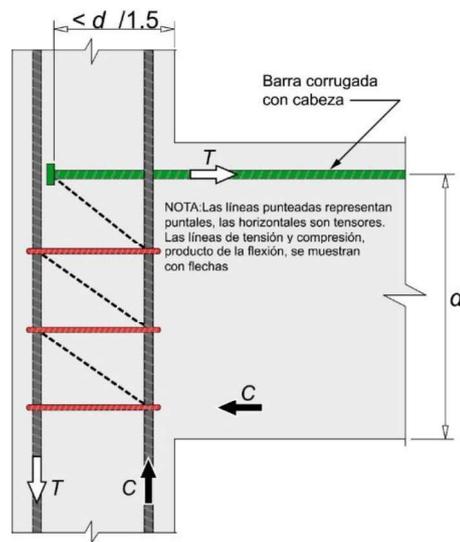


Figura C14.4.4.2.c – Una falla del concreto, caracterizada por una pirámide de extracción, se puede evitar si se coloca refuerzo transversal que contribuya a la formación de un mecanismo de puntales y tensores

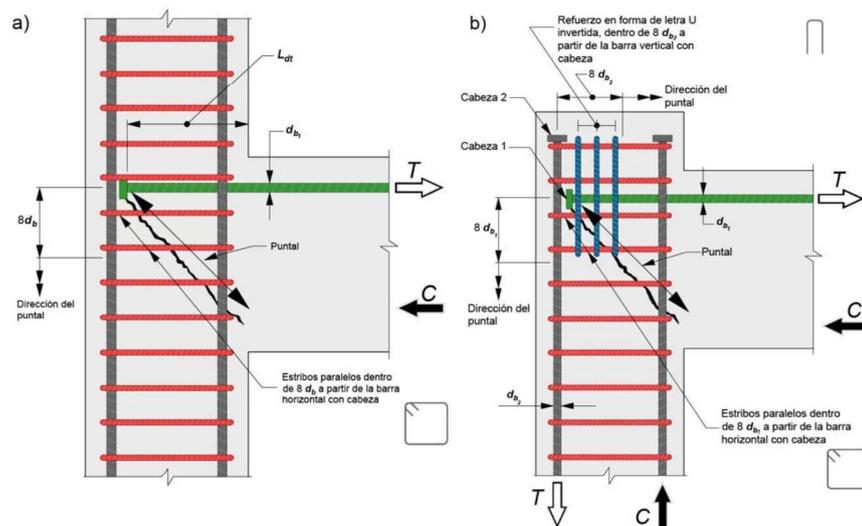


Figura C14.4.4.4 – Refuerzo transversal paralelo a barras corrugadas con cabeza dentro de una unión viga columna: a) barras corrugadas con cabeza horizontales y b) barras corrugadas con cabeza horizontales y verticales

14.4.5 Longitud de desarrollo de barras corrugadas con anclajes mecánicos a tensión

14.4.5.1 Se aceptará cualquier dispositivo mecánico que permita desarrollar f_y sin que se dañe el concreto. Este dispositivo deberá ser aprobado por el Director de conformidad con 16.7.4. En su caso, el diseño deberá comprobarse por medio de ensayos.

14.4.5.2 Bajo cargas estáticas, se aceptará que el desarrollo total de los esfuerzos se logre por la combinación del anclaje mecánico y de la longitud de la barra corrugada entre la sección crítica y el dispositivo mecánico.

Comentario:

En ménsulas generalmente es necesario suministrar anclaje mecánico en los extremos de las barras superiores, soldándolas a una barra transversal, a la placa de apoyo, o a un ángulo metálico. En vigas diafragma se puede tener que recurrir a dar anclaje mecánico a las barras inferiores en los extremos de las vigas; también a las barras inferiores de vigas no peraltadas y en columnas cuando por alguna razón no hay espacio suficiente para el doblado adecuado de las barras, se recurre al anclaje mecánico. En cualquier caso, es recomendable que se demuestre mediante pruebas que el sistema es capaz de desarrollar la fuerza requerida en la barra.

14.4.6 Longitud de desarrollo de mallas de alambre corrugado y soldado a tensión

14.4.6.1 La longitud de desarrollo de mallas de alambre corrugado y soldado a tensión L_d , medida desde la sección crítica hasta la punta del alambre, será la mayor de a) y b), si los alambres en la dirección de L_d son corrugados y tienen diámetros que no exceden 16 mm.

- a) Longitud calculada con 14.4.6.2
- b) 200 mm.

14.4.6.2 L_d en mallas de alambre corrugado y soldado se calculará a partir de 14.4.2.3 o 14.4.2.4, multiplicando el resultado por el factor de modificación de mallas de alambre soldado ψ_w de 14.4.6.3 o 14.4.6.4. Si la malla de alambre soldado está revestida con resina epoxi o con lodo bentonítico y cumple 14.4.6.3, se podrá usar $\psi_w=1.0$ en 14.4.2.3 o 14.4.2.4.

14.4.6.3 En mallas de alambre corrugado y soldado con al menos un alambre transversal dentro de L_d y que está a menos de 50 mm de la sección crítica, ψ_w será el mayor de a) o b); en ningún caso deberá ser mayor que 1.0:

- a) $\frac{f_y-240}{f_y} \left(\frac{f_y-2460}{f_y} \right)$
- b) $\frac{5d_b}{s} \left(\frac{5d_b}{s} \right)$

donde s es la separación entre alambres por ser anclados.

14.4.6.4 En mallas de alambre corrugado y soldado en las cuales no se tengan alambres transversales dentro de L_d o que no estén colocados a una distancia menor que 50 mm de la sección crítica, se usará $\psi_w=1.0$.

14.4.6.5 Si la malla de alambre soldado tiene alambres lisos o alambres corrugados con diámetro nominal mayor que 16 mm en la dirección de la longitud de desarrollo, el refuerzo deberá desarrollarse según 14.4.7.

14.4.6.6 Mallas de alambre corrugado y soldado galvanizado (recubiertas con zinc) se deberán desarrollar como se indica en 14.4.7.

Comentario:

El estándar NMX-B-290-CANACERO-2013 establece que la resistencia a fuerza cortante de la soldadura entre alambres longitudinales y transversales será la misma para mallas de alambres lisos y corrugados. El anclaje de mallas de alambre corrugado y soldado se supone que ocurre una parte en las soldaduras entre alambres longitudinales y transversales y la otra a lo largo del alambre corrugado. Ensayes de laboratorio han demostrado que la longitud de desarrollo y de traslape de mallas de alambre corrugado y soldado revestidas con resina epoxi son iguales que las de mallas sin revestimiento epóxico, por lo que $\psi_w=1.0$ (Bartoletti y Jirsa, 1995).

En la fig. C14.4.6.1 se ilustran los requisitos para una malla de alambre corrugado y soldado con un alambre transversal dentro de la longitud de desarrollo.

En la Norma se recomienda tratar los alambres corrugados de mayor diámetro que 16 mm como alambres lisos (Rutledge and DeVries, 2002).

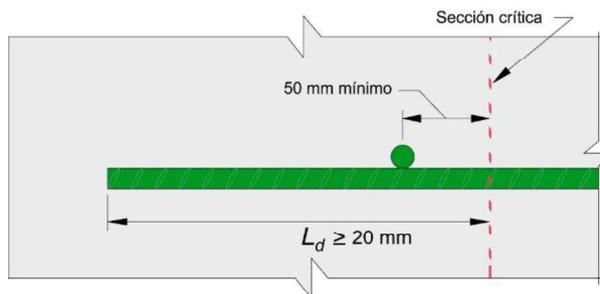


Figura C14.4.6.1 – Longitud de desarrollo de mallas de alambre corrugado y soldado a tensión

14.4.7 Desarrollo de mallas de alambre liso y soldado a tensión

14.4.7.1 La longitud de desarrollo de mallas de alambre liso y soldado a tensión L_d , medida desde la sección crítica hasta el alambre transversal más alejado, será la mayor de a) o b) y requerirá un mínimo de dos alambres transversales dentro de L_d :

- a) Longitud calculada con 14.4.7.2
- b) 150 mm.

14.4.7.2 L_d será la mayor de a) y b):

- a) Separación de alambres transversales + 50 mm

b) $3.3 \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{A_b}{s}$ $\left(\frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{A_b}{s} \right)$

donde s es la separación entre los alambres por ser anclados y λ se toma de la tabla 14.4.2.5.

Comentario:

NMX-B-290-CANACERO-2013 establece que la resistencia a fuerza cortante de la soldadura entre alambres longitudinales y transversales será la misma para mallas de alambres lisos y corrugados. El desarrollo de mallas de alambre liso y soldado se supone que ocurre en las soldaduras entre alambres longitudinales y transversales. Por ello, se requiere que se coloquen al menos dos alambres transversales dentro de la longitud de desarrollo (fig. C14.4.7.1). Se requerirá una longitud de desarrollo mayor si los alambres son de mayor diámetro y su separación es menor.

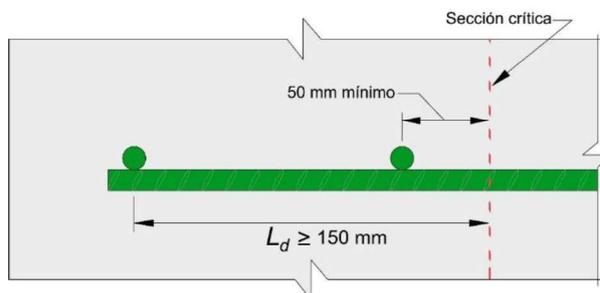


Figura C14.4.7.1 – Desarrollo de mallas de alambre liso y soldado a tensión

14.4.8 Longitud de desarrollo de torones de presfuerzo de siete alambres a tensión

14.4.8.1 La longitud de desarrollo de un torón de presfuerzo de siete alambres a tensión L_d se calculará con a) y b):

$$a) \quad L_d = \frac{f_{se}}{21} d_b + \frac{f_{ps} - f_{se}}{7} d_b \quad \left(L_d = \frac{f_{se}}{210} d_b + \frac{f_{ps} - f_{se}}{70} d_b \right) \quad (14.4.8.1)$$

- b) Si la adherencia del torón no se extiende hasta el extremo del elemento y en el diseño se prevé que ocurra tensión en la zona a tensión precomprimida ante cargas de servicio, se duplicará la L_d calculada con la ecuación 14.4.8.1.

14.4.8.2 Un torón de siete alambres deberá adherirse a lo largo de L_d más allá de la sección crítica, con excepción de lo requerido en 14.4.8.3.

14.4.8.3 Se aceptará una longitud menor que L_d en una sección de un miembro, si el esfuerzo de diseño del torón en esa sección no excede los valores obtenidos de la relación definida por la ecuación 14.4.8.1.

Comentario:

Los requisitos para el desarrollo de torones de presfuerzo tienen la intención de promover la integridad de la adherencia con el concreto que permita alcanzar la resistencia del elemento. Los ensayos que sirvieron de base fueron hechos en elementos de concreto de peso normal y recubrimientos mínimos de 50 mm.

La adherencia de un torón es función de la configuración y condición de la superficie de acero, del esfuerzo en torón, del espesor de concreto debajo del torón y del método usado para transferir la fuerza del torón al concreto, entre otros (Rose y Russell, 1997).

Este inciso de la Norma no es aplicable a alambres lisos o torones no tensados. La longitud de desarrollo de alambres lisos es considerablemente mayor debido a la ausencia de la trabazón mecánica que proviene de los seis alambres distribuidos de manera helicoidal a lo largo del torón. Por otro lado, no hay información suficiente para estimar la longitud de desarrollo de un torón no tensado.

En la ecuación 14.4.8.1, el primer término representa la longitud de transferencia del torón, entendida como la distancia sobre la que el torón deberá adherirse al concreto para desarrollar el esfuerzo efectivo de presfuerzo f_{se} .

El segundo término representa la longitud adicional sobre la que el torón deberá adherirse de modo que se pueda alcanzar el esfuerzo en el torón a la resistencia nominal f_{ps} . En la fig. C14.4.8.1 se muestra la distribución idealizada de esfuerzos en el acero a lo largo del torón adherido en el concreto (Kaar y Magura, 1965; Hanson y Kaar, 1959; Kaar et al., 1963).

El requisito de duplicar L_d en torones no adheridos en el extremo de un elemento proviene de ensayos que demostraron que esta longitud aumentada permite reproducir el comportamiento de elementos con torones totalmente adheridos en los extremos.

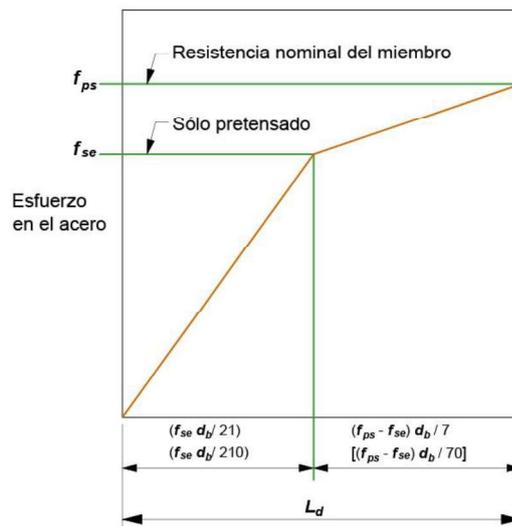


Figura C14.4.8.1 – Distribución idealizada de esfuerzos en el acero a lo largo del torón adherido en el concreto

14.4.9 Longitud de desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a compresión

14.4.9.1 La longitud de desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a compresión L_{dc} será la mayor de a) y b):

- a) Longitud calculada con 14.4.9.2
- b) 200 mm.

14.4.9.2 L_{dc} será la mayor de a) y b), aplicando los factores de modificación de 14.4.9.3:

$$a) \frac{0.24 f_y \psi_c}{\lambda \sqrt{f_c'}} d_b \quad \left(\frac{0.075 f_y \psi_c}{\lambda \sqrt{f_c'}} d_b \right)$$

$$b) 0.043 f_y \psi_c d_b \quad (0.0044 f_y \psi_c d_b)$$

donde la constante 0.043 tiene unidades de 1/MPa y 0.0044 de cm²/kg.

14.4.9.3 Para calcular L_{dc} , se usarán los factores de modificación de la tabla 14.4.9.3, en donde ψ_c se podrá suponer igual a 1.0.

Tabla 14.4.9.3 – Factores de modificación para barras corrugadas y alambres corrugados a compresión

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto ligero λ	Concreto ligero	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Refuerzo de confinamiento ψ_c	Refuerzo confinado por (1) o (2): (1) refuerzo helicoidal con $d_b \geq 6.4$ mm (no. 2) y paso de 100 mm (2) Estribos cerrados del no. 4 o estribos de alambre de 12.7 mm de diámetro que cumplan con 14.3.2, ambos con separación centro a centro ≤ 100 mm	0.75
	Otra	1.0

14.4.9.4 De manera alternativa, se aceptará calcular $L_{dc} = 0.6L_d$, donde L_d se obtiene de 14.4.2.3 sin considerar efectivas las porciones dobladas. En ningún caso L_{dc} será menor que 200 mm.

Comentario:

La longitud de desarrollo requerida en las barras a compresión es menor que la especificada a tensión porque parte del esfuerzo de adherencia que se requiere desarrollar para evitar su deslizamiento en el concreto es proporcionado por el apoyo de la sección transversal de la barra en el concreto. Esta longitud es menor, además, porque no existe el efecto que producen las grietas de tensión por flexión de debilitamiento del mecanismo de transferencia de fuerzas barra-concreto. El factor λ en 14.4.9.2.a toma en cuenta que la falla por agrietamiento y desprendimiento del concreto es más factible en concretos ligeros. El factor ψ_c reconoce el efecto benéfico de confinar las barras longitudinales mediante refuerzo helicoidal o estribos cerrados.

14.4.10 Reducción de la longitud de desarrollo por exceso de refuerzo

14.4.10.1 Se permitirá reducir la longitud de desarrollo calculada en 14.4.2.1.a, 14.4.6.1.a, 14.4.7.1.a y 14.4.9.1.a multiplicándola por el cociente ($A_{s,requerida}/A_{s,proporcionada}$) con las excepciones señaladas en 14.4.10.2. La longitud así reducida no será menor que el mínimo respectivo requerido en 14.4.2.1.b, 14.4.6.1.b, 14.4.7.1.b y 14.4.9.1.b. $A_{s,requerida}$ es el área de refuerzo longitudinal calculada a partir del análisis.

14.4.10.2 La reducción de la longitud de desarrollo según 14.4.10.1 no se permite para los casos a) a f):

- a) En apoyos no continuos
- b) En lugares donde el anclaje o desarrollo de f_y es requerido
- c) Donde se requiere que las barras sean continuas
- d) Para barras con dobleces, cabezas y con dispositivos mecánicos de anclaje
- e) Para estructuras de ductilidad media (Capítulo 7) y ductilidad alta (Capítulo 8)
- f) En anclaje de pilas y pilotes en estructuras de ductilidad media (Capítulo 7) y ductilidad alta (Capítulo 8).

Comentario:

Se permite reducir la longitud de anclaje requerida si se coloca exceso de refuerzo bajo ciertas condiciones. Esta reducción no es aplicable en barras con dobleces, cabeza y dispositivos mecánicos de anclaje. La razón de esta limitación se explica porque el modo de falla de barras con dobleces, cabeza o dispositivos mecánicos está controlado por la rotura de un bloque de concreto, de forma piramidal con vértice en el doblez o cabeza, que depende de la longitud de anclaje de la barra (Shao et al., 2016; Sperry et al., 2017b). Una disminución de esta longitud contribuye a incrementar la probabilidad de que el concreto falle. Tampoco se permite en estructuras sujetas a sismos en las cuales se anticipe la reversión del signo de momentos en los apoyos, en las cuales, el acero de refuerzo positivo (en el lecho inferior) deberá desarrollarse completamente dentro del apoyo. Esta longitud de desarrollo es necesaria para promover una respuesta dúctil, en especial, ante demandas extremas. En estos casos, no es suficiente con colocar más refuerzo menos esforzado.

No se permite reducir la longitud de desarrollo donde se requiera que el acero de refuerzo desarrolle f_y . Este es el caso de refuerzo para control de cambios volumétricos, por ejemplo.

14.5 Uniones del refuerzo

14.5.1 Requisitos generales

14.5.1.1 Las barras de refuerzo pueden unirse mediante traslapes o estableciendo continuidad por medio de soldadura o dispositivos mecánicos.

14.5.1.2 Las especificaciones y detalles dimensionales de las uniones deben mostrarse en los planos.

14.5.1.3 En lo posible deben evitarse las uniones en secciones de máximo esfuerzo de tensión. Se procurará, asimismo, que en una cierta sección cuando mucho se unan barras alternadas.

14.5.1.4 En traslapes de contacto, la separación mínima libre entre traslapes de contacto y traslapes o barras adyacentes será la señalada para barras individuales en 14.2.1 y 14.2.3.

14.5.1.5 En traslapes sin contacto en elementos a flexión, la separación transversal a centros de las barras traslapadas no excederá el menor de $1/5$ de la longitud de traslape requerida y 150 mm.

14.5.1.6 No se permite reducir la longitud de desarrollo señalada en 14.4.10.1 para calcular la longitud de traslape.

14.5.1.7 En barras de Grado 56 o mayor separadas a menos de 150 mm entre centros, se deberá suministrar refuerzo transversal a lo largo del traslape tal que $K_{tr} \geq 0.5d_b$.

14.5.1.8 En barras no. 14 y 18, se deberá cumplir con a) a d):

- a) Se deberá colocar refuerzo transversal que cumpla con 14.4.2.3
- b) El recubrimiento libre de las barras traslapadas no deberá ser menor que d_b de las barras traslapadas
- c) Se deberán usar traslapes de contacto
- d) Las barras deberán ser de Grado 42 o 56.

14.5.1.9 Traslapes sin contacto de refuerzo en concreto lanzado deberán tener una separación libre como se señala en a) o b):

- a) Para barras del no. 6 y menores, la separación libre entre barras será el mayor de $6d_b$ y 65 mm

- b) Para barras del no. 8 y mayores, la separación libre entre barras se determinará a partir de paneles de prueba en los que se aplique el concreto lanzado en los que se demuestre que el refuerzo queda adecuadamente rodeado por el concreto.

14.5.1.10 Traslapes de contacto de refuerzo en concreto lanzado deberán orientarse con el plano de las barras traslapadas perpendicular a la superficie del concreto lanzado. Deberán ser aprobados por el Proyectista con base en paneles de prueba de concreto lanzado para demostrar que el refuerzo queda rodeado por el concreto.

14.5.1.11 Los traslapes de paquetes de barras deben cumplir 14.6.1.7.

Comentario:

Esta sección fue revisada y ampliada con base en el ACI CODE-318-19. Se permite el traslape de barras del no. 14 y no. 14, sujetas a tensión o a compresión, siempre que se suministre refuerzo transversal que tiene por objetivo incrementar la ductilidad de los elementos. Es preferible usar barras de menor diámetro con una menor separación cuando sea práctico.

Se acepta diseñar traslapes de barras en contacto o traslapes de barras sin contacto. En este último caso, se limita la separación con objeto de evitar una sección no reforzada. Las separaciones requeridas se basan en resultados experimentales disponibles. Si se colocan los traslapes en concreto lanzado, es recomendable consultar las publicaciones ACI PRC-506R y PRC-506.4R para la elaboración e interpretación de los resultados de ensayos de paneles de prueba.

Se ha demostrado que los traslapes de barras del no. 14 y no. 18 exhiben mayor ductilidad cuando se suministra refuerzo transversal a lo largo del traslape (Rulon et al., 2022). Los límites de 14.5.1.8.c y 14.5.1.8.d reflejan el alcance de los datos de ensayos disponibles.

14.5.2 Traslape de barras corrugadas y alambres corrugados sujetos a tensión

14.5.2.1 La longitud de traslape a tensión L_{tt} de barras corrugadas y alambres corrugados a tensión se obtendrá de la tabla 14.5.2.1, donde L_d se calcula de 14.4.2.1.a.

Tabla 14.5.2.1 - Longitudes de traslape de barras corrugadas y alambres corrugados a tensión

A_s proporcionada/ A_s requerida ^[1] a lo largo del traslape	Máximo porcentaje de A_s traslapado dentro de la longitud de traslape requerida	Tipo de traslape	L_{tt}	
≥ 2.0	50	Clase A	El mayor de:	$1.0L_d$ y 300 mm
	100	Clase B	El mayor de:	$1.3L_d$ y 300 mm
< 2.0	Todos los casos	Clase B		

14.5.2.2 Si se traslapan barras de diferentes diámetros, L_{tt} será el mayor de L_d para la barra de mayor diámetro y de L_{tt} para la barra de menor diámetro.

Comentario:

En esta versión de la Norma se adopta la clasificación del tipo de traslape del ACI CODE-318-19. La longitud de traslape es función de la longitud de desarrollo calculada con 14.4.2.3 y 14.4.2.4. Los requisitos fomentan la unión de barras por traslape en puntos de esfuerzo mínimo y la alternancia de los traslapes para mejorar el comportamiento. Es decir, se prefieren los traslapes en zonas donde el área del acero de refuerzo provista es al menos el doble de la requerida por análisis. En la fig. C14.5.2.1 se ilustra el criterio de considerar a la separación libre entre traslapes adyacentes para calcular L_d en traslapes alternados.

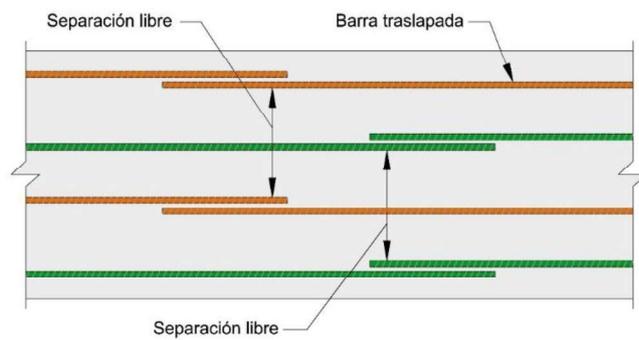


Figura C14.5.2.1 – Separación libre entre traslapes para calcular L_d en traslapes alternados

14.5.3 Traslape de mallas de alambre corrugado y soldado sujetas a tensión

14.5.3.1 La longitud de traslape a tensión L_u de mallas de alambre corrugado y soldado sujetas a tensión con alambres transversales dentro de la longitud de traslape será la mayor de $1.3L_d$ y 200 mm, donde L_d se calcula de acuerdo con 14.4.6.1.a y se cumplen a) y b):

- a) El traslape entre los alambres transversales extremos de cada malla deberá ser al menos de 50 mm
- b) Los alambres en la dirección de L_u deben ser alambres corrugados de 16 mm de diámetro o menores.

14.5.3.1.1 Si 14.5.3.1.a no se satisface, L_u se calculará de acuerdo con 14.5.2.

14.5.3.1.2 Si 14.5.3.1.b no se cumple, L_u se calculará de acuerdo con 14.5.4.

14.5.3.1.3 Si se traslapan mallas de alambre corrugado, soldado y galvanizado, L_u se calculará de acuerdo con 14.5.4.

14.5.3.2 En lo posible deben evitarse uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres bajo cargas de diseño sea mayor que $0.5f_y$.

Comentario:

En la fig. C14.5.3.1 se muestran detalle del traslape de dos mallas que cumplen con lo requerido en 14.5.3.1 y con 14.5.2.

Cuando se traslapan mallas en las cuales una o las dos tienen alambres lisos, la longitud de traslape se calculará de acuerdo con lo establecido para traslape de mallas de alambres lisos y soldados.

Los alambres corrugados de mayor diámetro que 16 mm se recomienda tratarlos como alambres lisos (Rutledge y DeVries, 2002).

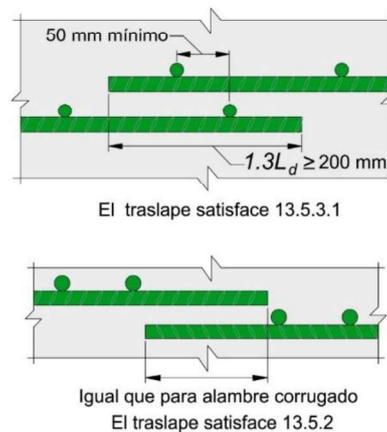


Figura C14.5.3.1 – Traslape de mallas de alambre corrugado y soldado sujetas a tensión

14.5.4 Traslape de mallas de alambre liso y soldado sujetas a tensión

14.5.4.1 La longitud de traslape a tensión L_t de mallas de alambre liso y soldado sujetas a tensión con alambres transversales dentro de la longitud de traslape será la mayor de a) a c):

- a) $s + 50$ mm
- b) $1.5L_d$
- c) 150 mm.

donde s es la separación entre alambres transversales y L_d se calcula de acuerdo con 14.4.7.2.b.

14.5.4.2 Si $A_{s,proporcionada}/A_{s,requerida} \geq 2.0$ sobre la longitud del traslape, L_t medida entre los alambres transversales extremos de cada malla será la mayor de a) y b):

- a) $1.5L_d$
- b) 50 mm.

donde L_d se calcula de acuerdo con 14.4.7.2.b.

Comentario:

La resistencia de los traslapes de malla de alambre liso y soldado depende fundamentalmente del anclaje obtenido con los alambres transversales y no de la longitud de alambre en el traslape. Por esta razón se especifica el traslape en términos de traslape de los alambres transversales y no en diámetros de alambre o en milímetros. El requisito de traslape adicional de 50 mm es con objeto de asegurar la superposición de los alambres transversales y proporcionar espacio para la compactación satisfactoria del concreto entre éstos. Si los alambres de la malla son de diámetro grande (de 16 mm o más) y están colocados a baja separación, se necesitará una longitud de traslape mayor. En las figs. C14.5.4.1 y C14.5.4.2 se muestran los requisitos cuando $A_{s,proporcionada}/A_{s,requerida} < 2.0$ y $A_{s,proporcionada}/A_{s,requerida} \geq 2.0$.

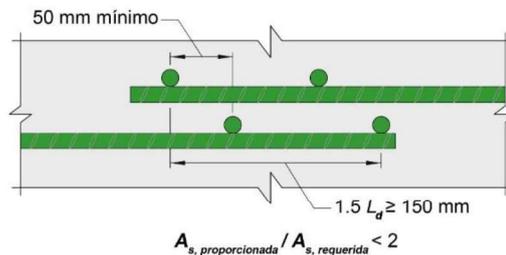


Figura 14.5.4.1 – Traslape de mallas de alambre liso y soldado cuando $A_{s,proporcionada}/A_{s,requerida} < 2.0$

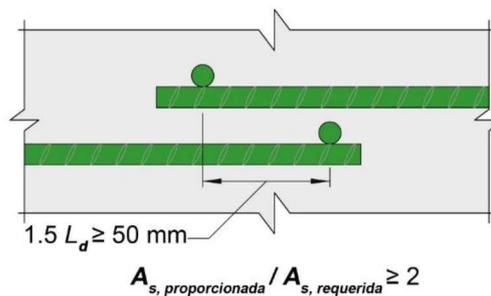


Figura 14.5.4.2 – Traslape de mallas de alambre liso y soldado cuando $A_{s,proporcionada}/A_{s,requerida} \geq 2.0$

14.5.5 Traslape de barras corrugadas sujetas a compresión

14.5.5.1 La longitud de traslape a compresión L_{tc} de barras corrugadas del no. 11 y menores se obtendrá de a) a c):

- En barras con $f_y \leq 420 \text{ MPa}$ ($4\ 200 \text{ kg/cm}^2$): L_{tc} será el mayor de $0.071f_y d_b$ ($0.0073f_y d_b$) y 300 mm
- En barras de Grado 56: L_{tc} será el mayor de $(0.13f_y - 24) d_b$ [$(0.013f_y - 24) d_b$] y 300 mm
- En barras de Grado mayor que 56: L_{tc} será el mayor de $(0.13f_y - 24) d_b$ [$(0.013f_y - 24) d_b$] y L_{tc} calculado con 14.5.2.1.

14.5.5.1.1 Si el concreto es Clase 2 con $f'_c < 25 \text{ MPa}$ (250 kg/cm^2), L_{tc} calculado con 14.5.5.1 se multiplicará por 4/3.

14.5.5.1.2 Los traslapes de barras mayores que no. 11 deberán satisfacer 14.5.1.8 y deberá tener una longitud no menor que el mayor de L_{tc} calculada con 14.5.5.1 y L_u calculada según 14.5.2.1.

14.5.5.2 Si se traslapan barras de diferentes diámetros sujetas a compresión, L_{tc} será el mayor de L_{dc} para la barra de mayor diámetro según 14.4.9.1 y de L_{tc} para la barra de menor diámetro de acuerdo con 14.5.5.1, según corresponda.

Comentario:

La investigación sobre adherencia ha estado principalmente relacionada con barras en tensión. El comportamiento por adherencia de las barras en compresión no se complica por el problema del agrietamiento transversal de tensión, por lo que los traslapes en compresión no requieren de disposiciones tan estrictas como las especificadas para los traslapes en tensión. Los ensayos de laboratorio han mostrado que la resistencia de traslapes de barras a compresión depende de la reacción en los extremos y que no aumenta proporcionalmente cuando la longitud de traslape se duplica (Comité ACI 408, 1966; Pfister y Mattock, 1963).

Las limitantes en los traslapes de barras del no. 14 y no. 18 reflejan la falta de datos disponibles de ensayos de traslapes a compresión.

14.5.6 Unión de barras corrugadas a tensión o compresión por medio de dispositivos mecánicos y soldadura

14.5.6.1 Se podrán usar uniones con dispositivos mecánicos o soldadas cuya eficacia se haya comprobado experimentalmente y que cumpla con los requisitos establecidos en 14.5.6.2 a 14.5.6.10 que correspondan. El Proyectista deberá autorizar el uso de este tipo de uniones.

14.5.6.2 Toda unión soldada o con dispositivo mecánico deberá ser capaz de transferir por lo menos $1.25f_y$ de las barras, sin necesidad de exceder la resistencia máxima de éstas. Para marcos de ductilidad media y alta, se respetarán, adicionalmente, los requisitos de 7.3.5.1.3, 8.3.3.6 y 8.4.4.6.

14.5.6.2.1 No se permitirá soldar barras que cumplan la norma ASTM A1035M.

14.5.6.3 Uniones con dispositivos mecánicos para marcos de ductilidad media y alta

14.5.6.3.1 Se aceptarán dos tipos de dispositivos mecánicos:

- El Tipo 1 que deberá cumplir los requisitos especificados en 14.5.6.1
- El Tipo 2 que además de cumplir con los requisitos para el Tipo 1, deberá ser capaz de alcanzar la resistencia especificada a tensión de la barra por unir.

14.5.6.3.2 Los dispositivos mecánicos Tipo 1 no se deberán usar en una distancia igual a $2h$ medida desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco.

14.5.6.3.3 Se podrán usar los dispositivos mecánicos Tipo 2 en cualquier lugar.

14.5.6.4 Uniones soldadas para marcos de ductilidad media y alta

14.5.6.4.1 Las uniones soldadas de barras deberán cumplir con 14.5.6.1.

14.5.6.4.2 No se deberán usar en una distancia igual a $2h$ medida desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco.

14.5.6.4.3 No se permite soldar estribos, grapas, accesorios u otros elementos similares al refuerzo longitudinal requerido por diseño.

14.5.6.5 La verificación de las uniones con dispositivos mecánicos se realizará de acuerdo con lo establecido en 16.7.4.

14.5.6.6 Las barras por ser unidas por soldadura deben cumplir con el requisito de carbono equivalente establecido en la norma NMX-B-457-CANACERO.

14.5.6.7 Las uniones con soldadura se deberán realizar siguiendo las especificaciones y métodos expuestos en el “*Structural Welding Code Reinforcing Steel*”, AWS D1.4 y AWS D12.1.

14.5.6.8 La verificación de las soldaduras se realizará de acuerdo con lo establecido en 16.7.3.

14.5.6.9 En una misma sección transversal no deberá unirse más del 50 por ciento del refuerzo con soldadura o con dispositivos mecánicos. Las secciones de unión distarán entre sí no menos de $20d_b$.

14.5.6.10 En elementos que trabajen a tensión solamente, las uniones con dispositivos mecánicos o con soldadura cumplirán con 14.5.6.2. Las uniones se alternarán al menos cada 750 mm.

Comentario:

Con el propósito de que las uniones con dispositivos mecánicos o por soldadura tengan suficiente resistencia para permitir la fluencia en el elemento, se seleccionó un incremento de 25 por ciento sobre el esfuerzo especificado de fluencia del acero f_y de modo de obtener un valor mínimo seguro y un límite máximo que fuera práctico y económico. El requisito de resistencia a la tensión, de $1.25f_y$, pretende lograr una soldadura sana y que sea adecuada también en compresión. Para que el acero de refuerzo sea soldable es indispensable que se cumpla con el requisito de carbono equivalente.

El calentamiento y soldadura de barras ASTM A1035M está prohibido, ya que el calor altera la microestructura del acero y altera sus propiedades mecánicas.

La restricción de no usar uniones con dispositivos mecánicos o uniones soldadas en las zonas donde se pueden formar articulaciones plásticas como resultado de los desplazamientos laterales es para garantizar el comportamiento dúctil de la articulación. El dispositivo mecánico tipo 2 puede desarrollar este comportamiento dúctil hasta la falla a esfuerzo equivalentes al esfuerzo máximo de falla de las barras que unen.

Se recomienda que las uniones con dispositivos mecánicos o soldadas se alternen, de modo de facilitar la construcción y la instalación de los dispositivos, así como cumplir con los requisitos de separación de barras. En particular, en elementos que trabajen a tensión únicamente, como aquellos tensores en arcos y en armaduras, es conveniente separar y alternar las uniones. Ello depende de la importancia, función, dimensiones y estado de esfuerzos en el elemento. Si el elemento posee redundancia, como un tanque circular de concreto en el que se tienen muchas barras de refuerzo y uniones alternadas y con gran separación, se puede suponer que este refuerzo no es un tensor y, por tanto, se pueden usar traslapes Clase B. No así el caso de un tensor de una armadura.

Los criterios de desempeño y aceptación de los dispositivos mecánicos en esta Norma están basados en la resistencia a la tensión de las barras y del conector. En caso de uniones mecánicas en zonas de deformaciones inelásticas significativas es conveniente aplicar criterios de diseño y aceptación basados en deformaciones unitarias en el sistema. Se recomienda revisar las publicaciones Ghannoum y Slavin (2016), Sokoli et al. (2019) y ACI33 (2020). Este tipo de criterio de diseño y aceptación es especialmente relevante para estructuras de ductilidad alta.

14.6 Paquetes de refuerzo

14.6.1 Acero de refuerzo sin presfuerzo

14.6.1.1 Los paquetes de barras en contacto con la intención de que trabajen como una unidad estarán limitados a dos barras en columnas y tres barras en vigas, con excepción de lo señalado en 8.3.3.5.

14.6.1.2 Los paquetes de barras deberán quedar alojados en un ángulo de refuerzo transversal. En elementos a compresión, el refuerzo transversal que encierre a los paquetes será hecho con barras de al menos no. 4.

14.6.1.3 No se aceptará formar paquetes de barras mayores del no. 11 en vigas.

14.6.1.4 Las barras individuales dentro de un paquete se terminarán a lo largo del claro de elementos a flexión en puntos distintos, con una distancia entre ellos de al menos $40d_b$, siendo d_b el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

14.6.1.5 La longitud de desarrollo de barras individuales que forman parte de un paquete, a tensión o compresión, será el calculado para la barra individual, incrementada en 20 por ciento para un paquete de tres barras. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica L_d .

14.6.1.6 Un paquete podrá ser tratado como una barra con área equivalente a la del paquete y con centroide coincidente con el del paquete. El diámetro de la barra equivalente se usará como d_b en a) a e):

- a) Limitaciones de separación basadas en d_b
- b) Requisitos de recubrimiento en función de d_b
- c) Valores de separación y recubrimientos de 14.4.2.3
- d) El término relativo al confinamiento $(c_b + K_{tr})/d_b$ en 14.4.2.4
- e) El factor ψ_e en 14.4.2.5.

14.6.1.6.1 En las expresiones de 14.4.2.3 y en la ecuación 14.4.2.4.a, el diámetro d_b que multiplica al cociente se refiere al diámetro de la barra individual.

14.6.1.7 Los traslapes de barras en un paquete se basarán en la longitud de traslape requerida para las barras individuales que forman el paquete, aumentada como se señala en 14.6.1.5. Los traslapes de las barras individuales que forman el paquete se deben alternar al menos cada 750 mm. No se deberá traslapar el paquete completo.

14.6.1.8 Para calcular la separación del refuerzo transversal, rige el diámetro de la barra más delgada del paquete.

Comentario:

En esta Norma, sólo se aceptan paquetes de dos barras para columnas y tres barras para vigas. No se permiten paquetes de tres o más barras en columnas debido al deficiente comportamiento exhibido en sismos intensos. Las columnas con paquetes de tres o más barras han experimentado un rápido desprendimiento del recubrimiento y severo deterioro de su resistencia a la adherencia, y, por ende, a momento flexionante.

Los paquetes de barras se pueden atar, amarrar con alambre o sujetar de alguna manera, a fin de asegurar que permanezcan en su posición y trabajen como una unidad. Se recomienda evitar el empleo de paquetes de más de dos barras en un mismo plano. Las formas características de los paquetes de tres barras son la triangular o la hecha en forma de L. Cuando se requiera cortar o terminar las barras con dobleces, es preferible escalonar los cortes o los dobleces de las barras individuales que forman el paquete.

Los requisitos para el control del agrietamiento de 14.3 conducen a evitar el uso de paquetes de barras mayores que no. 11 como refuerzo por flexión en elementos que trabajan en una dirección.

El incremento en la longitud de desarrollo para barras individuales que forman un paquete de tres barras se explica porque el agrupamiento dificulta desarrollar la resistencia a la adherencia del núcleo que se forma entre las barras.

El aumento en la longitud de traslape de barras que forman un paquete se basa en la reducción del diámetro de la barra en contacto con el concreto. Sólo se permite el traslape de barras individuales a lo largo del paquete (Comité ACI 408, 1966).

14.6.2 Ductos de postensado

14.6.2.1 Se aceptará formar paquetes de ductos de postensado si se demuestra que el concreto se puede colocar satisfactoriamente y si se toman medidas para evitar que el acero de presfuerzo se pueda romper dentro del ducto.

Comentario:

Si en una viga, los ductos de postensado se colocan próximos entre sí en dirección vertical, es necesario tomar precauciones para evitar que el acero de presfuerzo se rompa cuando se tense. En campo ha resultado satisfactoria una separación libre entre ductos en dirección horizontal de 4/3 del tamaño nominal máximo del agregado y de al menos 25 mm. Si se considera que la concentración de ductos puede crear un plano de falla en el recubrimiento, es recomendable proveer refuerzo para controlar el agrietamiento.

14.7 Refuerzo transversal

14.7.1 Requisitos generales

14.7.1.1 El refuerzo transversal se deberá extender tan cerca de las fibras extremas a compresión y tensión de un elemento como lo permitan los requisitos de recubrimiento y separación con otro tipo de refuerzo; el refuerzo transversal se deberá anclar en ambos extremos.

14.7.1.2 Entre los extremos anclados, cada ángulo en la parte continua de un estribo simple o compuesto deberá abrazar una barra longitudinal o un torón.

14.7.1.3 El anclaje de barras corrugadas y de alambre mediante dobleces (véase 14.3) que sean parte del refuerzo transversal deberá satisfacer a) o b):

- Dobleces estándar más una extensión entre la mitad del peralte del elemento y el extremo externo del doblez igual o mayor que $0.17d_b f_{yt}/(\lambda\sqrt{f'_c})$ [$0.053d_b f_{yt}/(\lambda\sqrt{f'_c})$] en caso de barras no. 6 a no. 8 con $f_{yt} \geq 420$ MPa (4 200 kg/cm²)
- Dobleces estándar en nervaduras y viguetas en caso de barras no. 4 y alambre de 13 mm de diámetro o más delgados.

Comentario:

La razón de que el refuerzo transversal se extienda lo más posible a la cara de compresión de un elemento es que cerca de la carga última, las grietas de tensión por la flexión penetran en la zona de compresión. El refuerzo transversal requerido para resistir la fuerza cortante y el momento torsionante deberá estar anclado en sus extremos para que sea efectivo a ambos lados de la potencial grieta inclinada. En esta Norma, el refuerzo transversal por cortante y por torsión lo integran estribos cerrados rematados con dobleces a 135 grados, como se requiere en 14.2.1 y en 5.8.

14.7.2 Estribos abiertos y grapas

14.7.2.1 No se permitirá el uso de estribos abiertos o en forma de U, salvo las excepciones señaladas en 14.7.2.2, 14.7.2.3, 14.7.2.4 y 14.7.2.5.

14.7.2.2 Se aceptará el uso de refuerzo transversal con una rama o grapa en un elemento prefabricado y pretensado y en nervaduras de losas reticulares que no excedan 50 mm de espesor. Este refuerzo consistirá en barras corrugadas o de alambre soldado.

14.7.2.2.1 Si se usan barras corrugadas para las grapas, sus extremos estarán anclados con dobleces estándar de al menos 135 grados como se indica en 14.3.2 en estructuras de ductilidad alta y media (capítulos 7 y 8, respectivamente). En estructuras de ductilidad baja (Capítulo 6), se aceptarán grapas con dobleces de 135 y 90 grados.

14.7.2.2.2 Si se emplea refuerzo hecho con alambre soldado, el anclaje en cada extremo será mediante dos alambres longitudinales con una separación mínima de 50 mm de acuerdo con a) y b):

- El alambre interior a una distancia igual a $d/4$ o 50 mm a partir de un eje ubicado a $d/2$
- El alambre exterior en la cara a tensión no se colocará más alejado de esa cara que el refuerzo principal de flexión próximo a la cara a tensión.

14.7.2.3 Se aceptará el uso de refuerzo transversal vertical en uniones viga-columna de esquina en estructuras de ductilidad baja, media y alta, de acuerdo con 6.9.7.1.2.

14.7.2.4 Se aceptará el uso de estribos abiertos con ramas múltiples como refuerzo por cortante en losas (véase fig. C6.7.7.6.b) en estructuras de ductilidad baja.

14.7.2.5 Refuerzo transversal anclado con cabeza

14.7.2.5.1 Se aceptará usar refuerzo transversal anclado con cabeza si se satisfacen a) a d), con excepción de lo prohibido en 14.7.2.5.3:

- a) La barra corrugada cumple con 2.4.2.1. Con excepción de cimentaciones que tengan un peralte total mayor que 1.2 m, se deberá limitar el diámetro de la barra corrugada al no. 9 o más delgadas
- b) La cabeza de la barra satisface 2.4.2.1.5
- c) El peralte total del elemento h no será menor que 450 mm
- d) El concreto será de peso normal.

14.7.2.5.2 El arreglo del refuerzo transversal anclado con cabeza deberá satisfacer a) a e):

- a) El recubrimiento lateral libre a una rama que termine en una cabeza será al menos $8d_b$, donde d_b es el diámetro nominal de la barra transversal
- b) Se deberá colocar al menos una barra longitudinal entre el costado de la rama del refuerzo que termine con cabeza y cualquier superficie del elemento paralela a dicha rama
- c) Con excepción de losas de cimentación que tengan peraltes mayores que 1.2 m, la cabeza con la que termine la rama deberá estar en contacto con una barra longitudinal
- d) La separación a centros entre ramas de refuerzo transversal que termine en una cabeza será al menos $6d_b$
- e) En barras no. 6 y más gruesas que terminen en una cabeza, la longitud de anclaje entre la mitad del peralte del elemento y la superficie de apoyo de la cabeza será igual o mayor que $0.17d_b f_y / (\sqrt{f'_c})$ ($0.053d_b f_y / (\sqrt{f'_c})$).

14.7.2.5.3 No se permitirá usar refuerzo transversal anclado con cabeza en los casos a) a e) siguientes:

- a) Como alternativa o parte de estribos cerrados
- b) Como refuerzo por torsión
- c) Como refuerzo por integridad
- d) Como refuerzo de confinamiento de barras con dobleces o refuerzo paralelo a barras con cabezas
- e) Como refuerzo de confinamiento de barras rectas por ser desarrolladas o traslapadas.

Comentario:

En general, en esta Norma no se acepta el uso de estribos abiertos (o en forma de U). La razón de ello es promover un mejor confinamiento en el concreto en las edificaciones sometidas a fuerzas inducidas por sismo. Incluso para aquellos edificios en los que no se anticipan deformaciones inelásticas o se prevén que sean muy bajas (como las estructuras de ductilidad baja del Capítulo 6), se considera conveniente que los estribos sean cerrados.

Una de las excepciones a lo anterior se refiere a refuerzo transversal vertical en forma de U invertida para confinar nudos de azotea o nudos sin columna superior. También se permite el refuerzo en forma de U en zonas de anclaje de postensado. Otra excepción marcada es el traslape de estribos en forma de U y de U invertida para resistir fuerza cortante en elementos muy peraltados (fig. C14.7.2.1).

Se acepta usar refuerzo hecho con mallas de alambre soldado. Este tipo de refuerzo es común en la industria de concreto prefabricado. Los requisitos para su anclaje pretenden que el refuerzo longitudinal quede a la misma profundidad que el refuerzo principal a flexión con objeto de evitar el problema de agrietamiento y rompimiento del concreto a ese nivel del refuerzo. En la fig. C14.7.2.2 se ilustran los requisitos de anclaje de una malla de alambre soldado como refuerzo del alma de una viga sin necesidad de usar dobleces en los extremos.

Para un adecuado comportamiento, es crucial que el refuerzo por cortante y por torsión esté anclado en sus extremos de modo que sea efectivo hacia ambos lados ante la formación de una grieta inclinada. Este anclaje se resuelve mediante un doblez (o gancho) o una cabeza colocada en el extremo del refuerzo.

En esta Norma se acepta el uso de refuerzo transversal terminado con cabeza (14.7.2.5). Ensayes en losas y vigas han demostrado que el uso de este refuerzo en lugar de refuerzo con ganchos es efectivo, ya que permite alcanzar resistencias similares con una variación estadística comparable. Los ensayos incluyeron grapas con cabezas en los dos extremos, barras en forma de U con cabezas extremas o grapas con una cabeza en un extremo y un doblez estándar en el otro (Yang et al., 2021 y Al-Sabawy et al., 2020). No se permite el uso de refuerzo transversal con cabeza cerca de las caras de los elementos paralelas al refuerzo transversal para evitar una falla de desprendimiento lateral del concreto. Este tipo de refuerzo no es permitido cuando las barras deban ser continuas alrededor o cerca del perímetro de la sección transversal. En la fig. C14.7.2.5.3 se presentan algunos ejemplos de aplicación del refuerzo transversal que termina en cabeza. La separación mínima de $8d_b$ con respecto a las caras laterales de elemento es para evitar fallas por desprendimiento lateral del concreto. Este requisito se cumple fácilmente en losas, cimentaciones o muros, en combinación con ganchos o con cabezas únicamente. Cuando el

ancho de las grietas inclinadas en condiciones de servicio sea una preocupación, es conveniente usar estribos con ganchos, cuyas ramas se colocarían a lo largo de las caras del elemento. La excepción de 14.7.2.5.2.c se aplica en cimentaciones de peralte superior a 1.2 m en las cuales la cabeza del fondo debería estar contacto con las barras longitudinales cuando sea físicamente posible. En elementos con espesores menores, con objeto de mejorar el anclaje, las cabezas extremas han de estar en contacto y amarradas a la barra longitudinal.

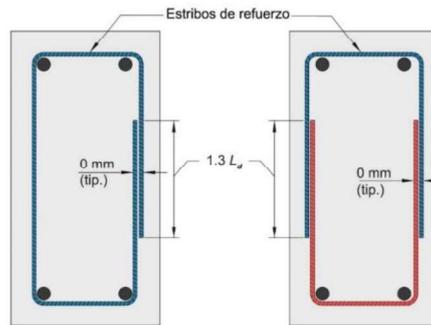


Figura C14.7.2.2 – Traslapes en estribos en forma de U permitidos en elementos muy peraltados

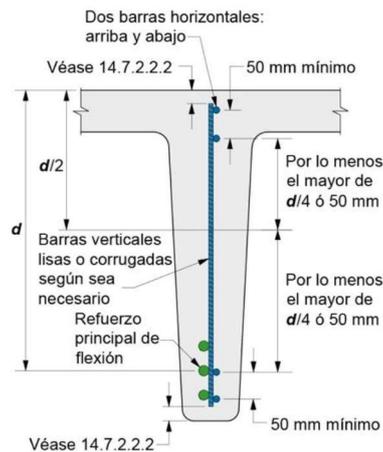


Figura C14.7.2.2.2 – Requisitos de anclaje de una malla de alambre soldado como refuerzo del alma de una viga, sin necesidad de usar dobleces en los extremos

14.7.3 Estribos cerrados

14.7.3.1 Los estribos cerrados serán de una pieza o colocados de forma continua a lo largo del elemento, cada uno rematado con dobleces estándar en sus extremos.

14.7.3.2 Los estribos cerrados deben estar hechos con barras corrugadas con separaciones indicadas en a) y b):

- a) Separación libre al menos igual a $1.5t_{mag}$
- b) Separación a centros que no exceda el menor de $16d_b$ de la barra longitudinal, $48d_b$ de la barra del estribo y la distancia requerida según el tipo de miembro (viga, columna) y el nivel de ductilidad esperado (baja, media o alta).

14.7.3.3 El diámetro de la barra de un estribo cerrado deberá ser al menos a) o b):

- a) No. 3 si encierran barras longitudinales del no. 10 o menores
- b) No. 4 si encierran barras del no. 11 o mayores o paquetes de barras.

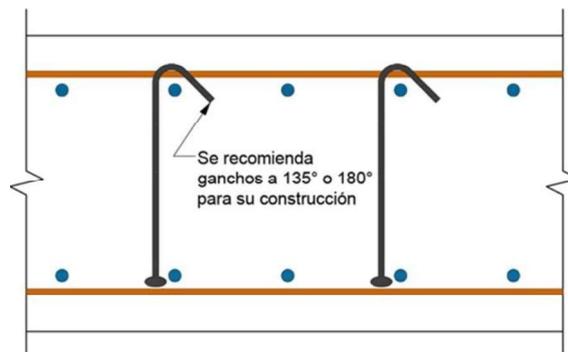
14.7.3.3.1 Como una alternativa a las barras corrugadas, se acepta usar alambres deformados o refuerzo de alambre soldado con área equivalente a la del refuerzo requerida en 14.7.3.2 y que cumpla con la tabla 2.4.2.2.4.a.

14.7.3.4 Los estribos rectangulares se deben arreglar de modo que se cumpla a) y b):

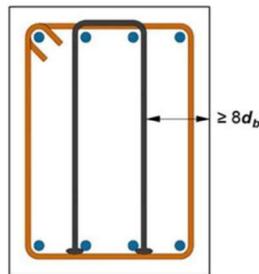
- Cada barra longitudinal de esquina y barra longitudinal alternada deben contar con apoyo lateral dado por la esquina del estribo con un ángulo interno de no más de 135 grados
- Una barra sin apoyo lateral no deberá estar separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente en cada lado a lo largo del estribo.

14.7.3.5 Los estribos rectangulares se deben anclar mediante dobleces estándar que cumplan con 14.3.2 y que alojen una barra longitudinal. No se aceptarán estribos hechos con barras corrugadas con cabeza entrelazadas.

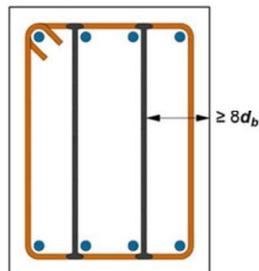
14.7.3.6 Se permite el uso de estribos circulares si el refuerzo longitudinal se distribuye en el perímetro del círculo.



a) Refuerzo transversal con cabeza en una losa de cimentación



b) Barra en forma de U con cabeza en una viga combinada con estribo cerrado



c) Refuerzo transversal con cabeza en una viga en combinación con un estribo cerrado

Figura C14.7.2.5.3 – Detalles aceptables del refuerzo transversal que termina en cabeza

14.7.3.7 El anclaje de cada estribo circular será de acuerdo con a) a c):

- a) Los extremos se deben traslapar 150 mm
- b) Los extremos deben terminar con dobleces estándar de acuerdo con 14.3.2 y que alojen una barra longitudinal
- c) Los traslapes en estribos circulares adyacentes se deben escalonar alrededor del perímetro y abrazar a las barras longitudinales.

14.7.3.8 Los estribos cerrados que resistan torsión deben colocarse perpendiculares al eje del elemento y se deben anclar mediante un doblez estándar de 135 grados alrededor de una barra longitudinal.

14.7.3.9 Se aceptará sobreponer estribos cerrados.

Comentario:

Los elementos reforzados con estribos como los requeridos en este inciso son fácilmente construibles en la práctica y han mostrado un comportamiento adecuado ante cargas cercanas a las últimas. En la fig. C14.7.3.1 se muestran ejemplos de configuraciones y dimensiones de estribos rectangulares cerrados. En la figura se muestran grapas con dobleces de 135 y 90 grados permitidas solamente para estructuras de ductilidad baja. Para estructuras de ductilidad media y alta los dobleces serían de 135 grados en ambos extremos.

Se recomienda que la posición de los remates de los estribos en una sección se alterne a lo largo del elemento.

La Norma permite el uso de estribos circulares o de refuerzo helicoidal para reforzar y confinar elementos circulares. El refuerzo helicoidal es más efectivo que los estribos circulares, de modo que es preferible.

Para evitar agrietamiento y desprendimiento vertical del concreto, con la pérdida subsecuente de restricción del estribo circular cuando el traslape de éste se coloca a lo largo de una misma barra longitudinal, la Norma requiere que los traslapes se escalonen a lo largo del elemento de modo que se hagan alrededor de distintas barras longitudinales.

En la fig. C14.7.3.7 se muestra un detalle de anclaje de estribos circulares.

En el caso de secciones sometidas principalmente a torsión, el recubrimiento lateral del concreto tiene a desprenderse a momentos torsionantes elevados. Si el remate de los estribos estuviera doblado a 90 grados, la pérdida del recubrimiento facilitaría la apertura de los estribos, lo que conduciría a una falla prematura por torsión. Es por ello que la Norma exige que los estribos por torsión sean cerrados y estén rematados con dobleces a 135 grados.

Los estribos cerrados sobrepuestos se pueden requerir en elementos de borde en muros de ductilidad media y alta según la distribución del refuerzo longitudinal y las dimensiones del elemento de borde (véase 8.7.7.4.f). También se pueden necesitar en vigas anchas (véase fig. C8.3.4) y en columnas (véase fig. C14.7.3.1).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

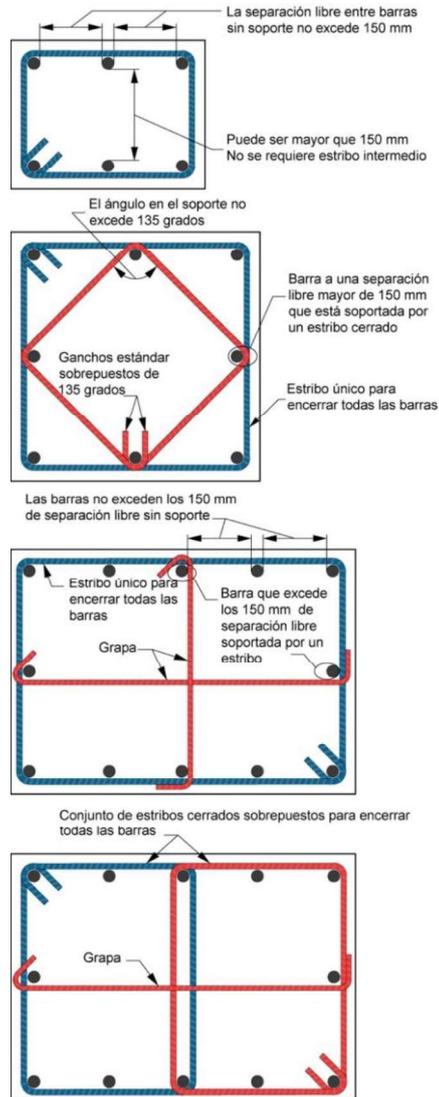


Figura C14.7.3.1 – Ejemplos de configuraciones y de dimensiones de estribos rectangulares cerrados



Figura C14.7.3.7 – Anclaje de estribos circulares

14.7.4 Refuerzo helicoidal (zuncho)

14.7.4.1 El refuerzo helicoidal se usará en elementos de sección circular o curva y consistirá en una barra o alambre continuo (zuncho) y separado de manera uniforme, con una separación libre (o paso libre) que cumpla con a) y b):

- a) Al menos el mayor de 25 mm y $1.5t_{mag}$
- b) No más de 80 mm.

14.7.4.2 En construcciones coladas en sitio, el diámetro de la barra corrugada o lisa será al menos del no. 3. Si se usan alambres, el diámetro mínimo será de 9.44 mm si se usa alambre corrugado o liso.

14.7.4.3 Con excepción del refuerzo transversal en cimentaciones profundas, la cuantía volumétrica del refuerzo helicoidal deberá cumplir con la ecuación 14.7.4.3:

$$\rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (14.7.4.3)$$

donde f_{yt} no se deberá tomar mayor que 700 MPa (7 000 kg/cm²). La cuantía no será menor que la establecida para estructuras de ductilidad baja, media y alta (Capítulos 6, 7 y 8, respectivamente).

14.7.4.4 El refuerzo helicoidal se deberá anclar por medio de 2.5 vueltas de la barra o alambre en sus extremos.

14.7.4.5 Se permitirá unir el refuerzo helicoidal con otro si se cumple con a) o b):

- a) Mediante conectores mecánicos o soldadura de conformidad con 14.5.6
- b) Por medio de traslapes de la barra o alambre de acuerdo con 14.7.4.6, donde f_{yt} no deberá exceder 420 MPa (4 200 kg/cm²).

14.7.4.6 Los traslapes en el refuerzo helicoidal deberán ser al menos el mayor de 300 mm o la longitud de traslape obtenida a partir de la tabla 14.7.4.6.

Comentario:

Como todo refuerzo transversal, el refuerzo helicoidal deberá amarrarse firmemente a las barras longitudinales para evitar su movimiento o distorsión durante la colocación del concreto.

Los diámetros mínimos están basados en consideraciones prácticas.

La ec. 14.7.4.3 tiene como propósito proveer suficiente refuerzo helicoidal (zunchos) a una columna cargada axialmente a compresión, de modo que cuando ésta pierda su recubrimiento ante cargas elevadas, el refuerzo transversal compense la caída de la resistencia. Incluso, el refuerzo transversal helicoidal permite que la resistencia recuperada sea mayor que la caída de ella tras el desprendimiento del recubrimiento. Además, estudios de laboratorio han indicado que refuerzo helicoidal de acero Grado 70 es efectivo para proveer confinamiento al concreto (Richart et al., 1929; Richart, 1933; Pessiki et al., 2001; Saatciouglu and Razvi, 2002). En la fig. C14.7.4.4 se ilustran los requisitos para anclaje del refuerzo helicoidal.

Tabla 14.7.4.6 – Longitud de traslape de refuerzo helicoidal

Acero de refuerzo	Revestimiento	Extremos traslapados de un refuerzo helicoidal hecho de barra o alambre	Longitud de traslape
Barra corrugada	Sin revestimiento o galvanizado	No se requiere remate con doblez	$48d_b$
	Con resina epoxi, con lodo bentonítico o galvanizado y con resina epoxi	No se requiere remate con doblez	$72d_b$
		Remate con doblez estándar según 14.3.2 ^[1]	$48d_b$
Alambre corrugado	Sin revestimiento	No se requiere remate con doblez	$48d_b$
	Con resina epoxi	No se requiere remate con doblez	$72d_b$
		Remate con doblez estándar según 14.3.2 ^[1]	$48d_b$
Barra lisa	Sin revestimiento o galvanizado	No se requiere remate con doblez	$72d_b$
		Remate con doblez estándar según 14.3.2 ^[1]	$48d_b$
Alambre liso	Sin revestimiento	No se requiere remate con doblez	$72d_b$
		Remate con doblez estándar según 14.3.2 ^[1]	$48d_b$

^[1] Los dobleces se deben ahogar dentro del núcleo confinado por el refuerzo helicoidal.

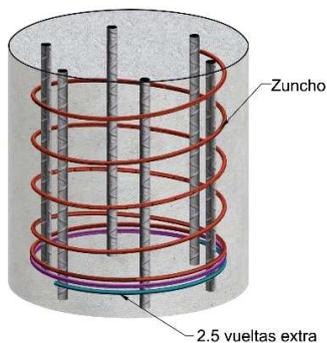


Figura C14.7.4.4 - Anclaje de refuerzo helicoidal

14.8 Dispositivos de anclaje y de unión en concreto postensado

14.8.1 Los dispositivos de anclaje y de unión para tendones deberán ser capaces de desarrollar al menos 95 por ciento de f_{pu} si se ensayan en condición sin adherencia, sin exceder el deslizamiento anticipado.

14.8.2 Los dispositivos de anclaje y de unión de tendones adheridos se colocarán de modo que 100 por ciento de f_{pu} se desarrolle en las secciones críticas después de que el refuerzo postensado se adhiera en el elemento.

14.8.3 En edificaciones con tendones no adheridos sujetas a cargas repetitivas se deberá considerar la posibilidad de fatiga del acero de presfuerzo en anclajes y dispositivos de unión.

14.8.4 Los dispositivos de unión se deben colocar en zonas aprobadas por el Proyectista y protegidos por carcasas suficientemente largas para permitir los movimientos necesarios.

Comentario:

El acero de presfuerzo deberá cumplir con los requisitos mínimos establecidos en los estándares NMX-B-292-CANACERO y NMX-B-293-CANACERO. El requisito de 14.8.1 pretende que la resistencia especificada de dispositivos de anclaje y de unión (o coples) exceda la resistencia máxima del acero de presfuerzo por un margen sustancial. Además, reconoce el efecto del incremento de esfuerzo que se produce con los dispositivos disponibles comercialmente. Es conveniente que el conjunto tendón-dispositivo de anclaje o de unión satisfagan los requisitos de alargamiento de 2 por ciento (se sugiere consultar el documento ACI SPEC-423.7).

Si se emplean dispositivos de anclaje y de unión en tendones adheridos que desarrollen menos del 100 por ciento de la resistencia especificada a tensión del acero de presfuerzo, se podrán colocar donde la longitud de transferencia por adherencia entre los dispositivos y las secciones críticas sea igual o mayor que la requerida para desarrollar la resistencia del acero de presfuerzo. La longitud de transferencia por adherencia se deberá obtener de ensayos de adherencia de tendones sin o con tensión.

En caso de considerar la posibilidad de fatiga en tendones y dispositivos de anclaje, se recomienda consultar el documento ACI PRC-423.3R y el ACI PRC-215R.

14.9 Zona de anclaje para postensado

14.9.1 Requisitos generales

14.9.1.1 Las zonas de anclaje de tendones postensados se considerará que está constituida por dos zonas, a) y b):

- a) Zona local: se supondrá que es un prisma rectangular (o un prisma rectangular equivalente para anclajes circulares u ovalados) de concreto que rodea inmediatamente el dispositivo de anclaje y el refuerzo de confinamiento. La zona local se diseñará según 14.9.3
- b) Zona general: que incluye la zona local y que se supone comprende la porción del elemento a través de la cual la fuerza concentrada de presfuerzo es transferida al concreto y distribuida de modo más uniforme a través de la sección. La zona general se diseñará de acuerdo con 14.9.4.

14.9.1.2 La resistencia del concreto requerida al momento del postensado será el requerido en 16.9.

14.9.1.3 La secuencia de tensado se deberá considerar en el proceso de diseño y especificar como se señala en 16.9.

Comentario:

La extensión de la zona de anclaje se basa en el principio de St. Venant. En la fig. C14.9.1.1.a se muestra la definición de zona local y de zona general.

Cuando los dispositivos de anclaje se colocan lejos de los extremos del elemento y son cargados, se producen esfuerzos locales de tensión, adelante y atrás del dispositivo de magnitud considerable. Estos esfuerzos son producto de la incompatibilidad de deformaciones en esta región. En la fig. C14.9.1.1.b se presentan la zona general y la zona local cuando el anclaje se coloca lejos del extremo del elemento.

Al considerar la secuencia de tensado, es importante tomar en cuenta las fuerzas que producen el agrietamiento en el concreto paralelo a los tendones, tanto para los tendones en lo individual como en grupo.

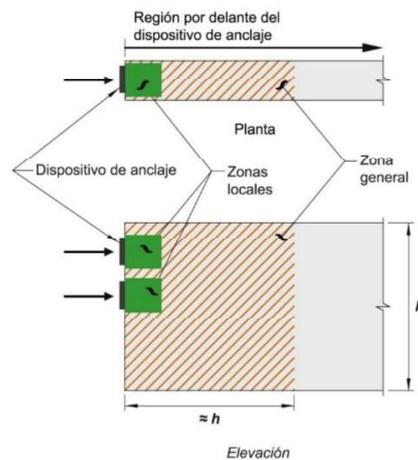


Figura C14.9.1.1.a – Zona local y zona general de una zona de anclaje de tendones postensados

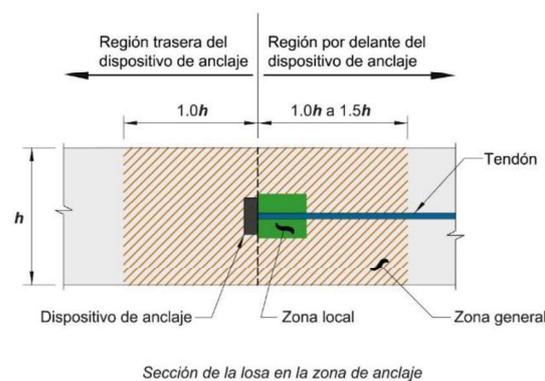


Figura C14.9.1.1.b – Zona local y zona general cuando el anclaje se coloca lejos del extremo del elemento

14.9.2 Resistencia requerida

14.9.2.1 La fuerza de presfuerzo última en el dispositivo de anclaje P_{pu} deberá ser mayor que la menor cantidad entre a) y c) usando un $F_c = 1.2$:

- $1.2 (0.94f_{py}) A_{sp}$
- $1.2 (0.80f_{pu}) A_{sp}$
- Fuerza máxima en el gato establecida por el proveedor de los dispositivos de anclaje, multiplicada por 1.2.

14.9.3 Zona local

14.9.3.1 El diseño de la zona local deberá cumplir con los requisitos a) a c):

- Los dispositivos de anclaje de monotorones de 15.8 mm (5/8 pulg) de diámetro o menores deben cumplir con los requisitos de resistencia de apoyo y de zona local establecidos en ACI SPEC-423.7
- Los dispositivos de anclaje multitorón deben satisfacer los requisitos de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, artículo 5.8.4.4.2, aplicando $F_c = 1.2$ y F_R de 3.8.2.1
- Los dispositivos de anclaje especiales deben cumplir con las pruebas establecidas en *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, artículo 5.8.4.4.3 y descritas en *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, artículo 10.3.2.3.

14.9.3.2 Si se usan dispositivos de anclaje especiales, se deberá proporcionar refuerzo en las caras del elemento en adición al refuerzo de confinamiento especificado para el dispositivo de anclaje.

14.9.3.2.1 El refuerzo en las caras del elemento tendrá una configuración similar y una relación volumétrica equivalente, al menos, a la del refuerzo en la cara del elemento usado en el proceso de aceptación del dispositivo de anclaje.

Comentario:

La zona local está sujeta a esfuerzos locales de alta magnitud que son producidos por el dispositivo de anclaje y que son, en turno, transferidos al resto de la zona de anclaje. El comportamiento de la zona local depende de las características del dispositivo de anclaje y de su refuerzo de confinamiento. En general, su comportamiento es poco afectado por la geometría y el régimen de cargas de toda la estructura. El diseño de la zona local frecuentemente se realiza hasta que se seleccionan los dispositivos de anclaje por usar. Las principales consideraciones en el diseño de zonas locales son los efectos de la reacción de la placa del dispositivo y la idoneidad del refuerzo de confinamiento para aumentar la resistencia del concreto.

El refuerzo colocado cerca de las caras tiene como propósito limitar el tamaño del agrietamiento local y su separación. Se acepta usar el refuerzo provisto para otras acciones (como para controlar cambios volumétricos por contracción y temperatura, por ejemplo) como refuerzo cerca de las caras. Igualmente es frecuente que el cálculo del acero cerca de las caras sea dependiente del dispositivo de anclaje específico que se seleccione.

14.9.3.4 Zona general

14.9.4.1 La zona general se extenderá una vez la mayor dimensión de la sección transversal. En el caso de losas con anclajes o grupos de anclajes separados a lo largo del borde de la losa, el peralte de la zona general se considerará igual a la separación de los tendones.

14.9.4.2 Si los dispositivos de anclaje están ubicados lejos del extremo del miembro, la zona general incluirá las regiones perturbadas inmediatamente adelante y atrás de los dispositivos de anclaje.

Comentario:

Debido a la elevada concentración de cargas y fuerzas, la hipótesis de secciones planas no es aplicable en zonas generales. En ellas, es conveniente considerar en el diseño los esfuerzos de tensión que pueden ser causados por el dispositivo de anclaje, incluidos los señalados en la fig. C14.9.4.1.a, así como los esfuerzos de compresión que ocurren inmediatamente delante de la zona local. En la fig. C14.9.4.1.b se muestran las dimensiones de la zona general para una losa postensada.

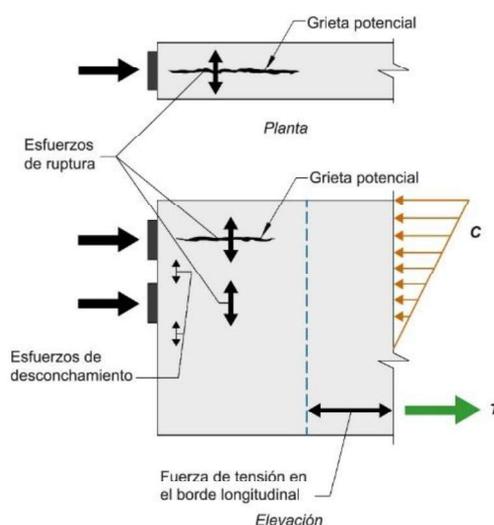


Figura C14.9.4.1.a – Esfuerzos de tensión en una zona general

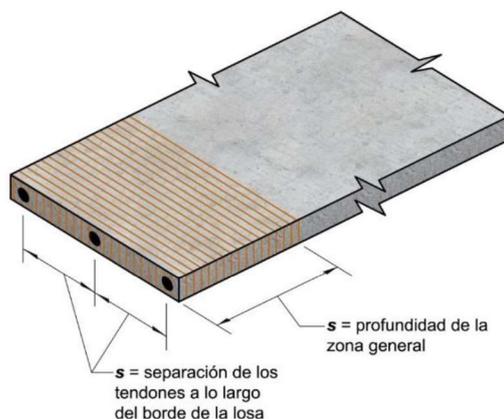


Figura C14.9.4.1.b – Dimensiones de una zona general en una losa postensada

14.9.3.3 Análisis de zonas generales

14.9.4.3.1 Para el diseño de las zonas generales se permite el uso de los métodos indicados en a) a c):

- Método de puntales y tensores del Capítulo 10
- Análisis lineal de esfuerzos, incluido el método de elementos finitos o equivalentes
- Ecuaciones simplificadas, como las de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, artículo 5.8.4.5, con la excepción señalada en 14.9.4.3.2.

Se aceptará usar otros métodos para el diseño de zonas generales si los resultados obtenidos son cercanos y consistentes con los resultados obtenidos de un conjunto amplio de ensayos.

14.9.4.3.2 Las ecuaciones simplificadas señaladas en 14.9.4.3.1.c no podrán usarse en el diseño de una zona general si ocurre cualquiera de las situaciones de a) a g):

- La sección transversal no es rectangular
- Las discontinuidades dentro o cerca de la zona general causan desviaciones en el flujo de fuerzas
- La distancia mínima al borde es menor que 1.5 veces la dimensión lateral del dispositivo de anclaje en esa dirección
- Se usan dispositivos de anclaje múltiple en más de un grupo y con baja separación
- El centroide de los tendones está ubicado fuera del tercio medio
- El ángulo de inclinación del tendón en la zona general es menos de -5 grados del eje del elemento, donde el ángulo es negativo si la fuerza en el anclaje apunta hacia afuera del centroide de la sección
- El ángulo de inclinación del tendón en la zona general es mayor que +20 grados del eje que pasa por el centroide del elemento, donde el ángulo es positivo si la fuerza en el anclaje apunta hacia el centroide de la sección.

14.9.4.3.3 Los efectos tridimensionales se deben considerar en el diseño, de modo que se analicen mediante a) o b):

- Procedimientos de análisis tridimensional
- Aproximaciones mediante la suma de los efectos en los dos planos ortogonales.

Comentario:

El método de puntales y tensores (Capítulo 10) es un procedimiento especialmente útil para el diseño de zonas generales. También se pueden emplear ecuaciones simplificadas basadas en el procedimiento general planteado en AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Breen et al., 1994).

La magnitud de la fuerza de rotura, T_{rotura} , y la ubicación de su centroide a partir de la superficie de apoyo del anclaje, d_{rotura} , se pueden estimar de las ecs. C14.9.4.3.1.a y C14.9.4.3.1.b, respectivamente. Los términos de las ecuaciones se ilustran en la fig. C14.9.4.3.a, para el caso de una fuerza de presfuerzo con excentricidad reducida. Esta ecuación es útil para tomar en cuenta la secuencia de presfuerzo, si existe más de un tendón.

$$T_{rotura} = 0.25 \sum P_{pu} \left(1 - \frac{h_{anc}}{h}\right) \tag{C14.9.4.1.a}$$

$$d_{rotura} = 0.5(h - 2e_{anc}) \tag{C14.9.4.1.b}$$

donde $\sum P_{pu}$ es la suma de fuerzas P_{pu} de los tendones individuales; h_{anc} es la altura o peralte del dispositivo de anclaje o del grupo de dispositivos de anclaje a baja separación en la dirección considerada; y e_{anc} es la excentricidad, en valor absoluto, del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje a baja separación con respecto al centroide de la sección transversal (fig. C14.9.4.3.a). Se considera que los dispositivos de anclaje están a baja separación si la separación a centros no excede 1.5 veces el ancho del dispositivo de anclaje en la dirección considerada.

En los casos en los que no se puedan aplicar ecuaciones simplificadas para el diseño de zonas generales, es aceptable seguir el procedimiento general planteado en AASHTO LRFD Bridge Design Specifications o el método de puntales y tensores (véase Capítulo 10).

Es frecuente la necesidad de tomar en cuenta los efectos tridimensionales, como es el caso de fuerzas de rotura en la dirección corta de almas o losas, o en diafragmas de anclaje de tendones externos. En estos casos, es posible que se requiera un análisis tridimensional completo.

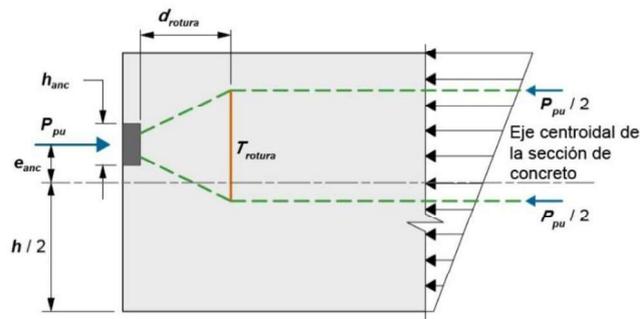


Figura C14.9.4.3.a – Definición de términos usados en el análisis de una zona general

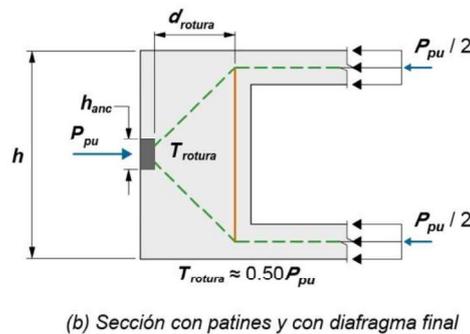
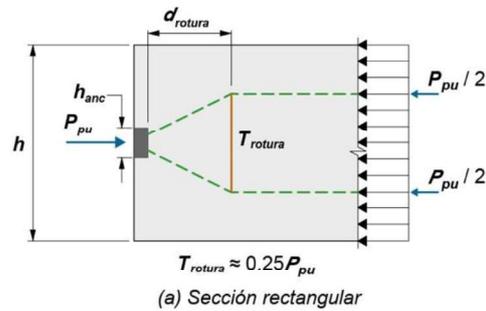


Figura C14.9.4.3.b – Efecto del cambio de la sección transversal en el flujo de fuerzas para el diseño de zonas de anclaje de tendones postensados

14.9.3.4 Límites del refuerzo

14.9.4.4.1 La resistencia a tensión del concreto se deberá despreciar en el cálculo de requisitos de refuerzo.

14.9.4.4.2 Se deberá proveer refuerzo en la zona general para resistir la fuerza de tensión en el plano, desprendimiento y fuerzas de tensión en el borde causadas por los dispositivos de anclaje, según corresponda. Se deben considerar los efectos de cambios abruptos en la sección y en la secuencia de tensado.

14.9.4.4.3 Si los dispositivos de anclaje están localizados lejos del extremo de un elemento, se suministrará refuerzo adherido capaz de transferir al menos $0.35P_{pu}$ a la sección de concreto detrás del anclaje. Este refuerzo se deberá colocar simétricamente alrededor del dispositivo de anclaje y se deberá anclar completamente adelante y atrás del dispositivo de anclaje.

14.9.4.4.4 Si los tendones son curvos dentro de la zona general, se deberá colocar refuerzo adherido para resistir las fuerzas radiales y de agrietamiento, excepto cuando se empleen monotorones en losas o cuando el análisis demuestre que no se requiere este tipo de refuerzo.

14.9.4.4.5 Refuerzo con una resistencia nominal a tensión igual a 2 por ciento de la fuerza de presfuerzo última se colocará en direcciones ortogonales y paralelo a la cara cargada de la zona de anclaje para limitar el desprendimiento del concreto, excepto cuando se empleen monotorones en losas o cuando el análisis demuestre que no se requiere este tipo de refuerzo.

14.9.4.4.6 En el caso de dispositivos de anclaje de monotorones de 12.7 mm (0.5 pulg) de diámetro o menores, en losas de concreto de peso normal, se deberá colocar refuerzo en la zona de anclaje que satisfaga a) y b), a menos que un análisis, desarrollado según 14.9.4.3, indique que este refuerzo no se requiere:

- a) Dos barras horizontales del no. 4 al menos se deben colocar dentro de la zona local paralelas al borde de la losa y delante de la cara de apoyo del dispositivo de anclaje. Se permite que estas barras estén en contacto con la cara de apoyo del dispositivo de anclaje y que el centro de las barras no esté más alejado que 100 mm en frente de la cara de apoyo del dispositivo. Las barras se deberán colocar entre la cara de apoyo del dispositivo de anclaje y la rama vertical del estribo en forma de U, del estribo o del perno liso con cabeza, con excepción de losas más gruesas que 200 mm, donde se permitirá colocar las barras en las esquinas de los estribos de modo de proveer anclaje de estribos (cerrados o en U). Las barras se deberán extender al menos 150 mm a cada lado de los bordes externos del dispositivo de anclaje
- b) Si la separación a centros entre los dispositivos de anclaje es de 300 mm o menos, se deberá considerar a los dispositivos de anclaje como un grupo. Para cada grupo de seis o más dispositivos de anclaje, se deberán colocar, al menos, $n + 1$ barras dobladas en forma de U o estribos cerrados del no. 3 cuando menos o pernos lisos con cabeza de al menos 12.7 mm de diámetro, donde n es el número de dispositivos de anclaje. Una barra en forma de U, un estribo o refuerzo en forma de pernos lisos con cabeza se deberán colocar entre los dispositivos de anclaje adyacentes y otro a cada lado del grupo. Las barras en forma de U o estribos se deberán colocar con las ramas horizontales extendiéndose dentro de la losa en dirección perpendicular al borde de la misma. La línea central de la rama vertical de las barras en forma de U, de la rama vertical de los estribos o los pernos lisos con cabeza verticales más cercanos al dispositivo de anclaje se deberá colocar entre $3h/8$ y $h/2$ delante de la cara de apoyo del dispositivo de anclaje. Las barras en forma de U o los estribos se deben detallar según 14.7.1.1, 14.7.1.2 y 14.7.1.3, según corresponda. El refuerzo en forma de pernos lisos de cortante con cabeza deberá satisfacer 2.4.3. La altura total de los pernos lisos con cabeza deberá ser igual al peralte del elemento menos el recubrimiento especificado superior e inferior.

Comentario:

La cuantía y detallado del refuerzo dependen de la geometría y características del tendón y del dispositivo de anclaje seleccionado. El diseño, los criterios de supervisión y aprobación, así como las partes responsables, serán señalados en el proyecto ejecutivo y, específicamente, en los planos.

Los cambios de sección pueden producir flujos de fuerzas con geometría y magnitudes diferentes, los cuales han de ser considerados en el diseño.

Cuando se colocan anclajes lejos del extremo de un elemento, se producen esfuerzos de tensión locales atrás de los anclajes. En estos casos, con el objetivo de limitar la extensión del agrietamiento detrás del anclaje, es necesario proveer refuerzo adherido paralelo al tendón e inmediatamente próximo al anclaje. El valor de $0.35P_{pu}$ se derivó de considerar que el refuerzo adherido resista, bajo un esfuerzo de $0.6f_y$, 25 por ciento de la fuerza de presfuerzo incluyendo un factor de carga de 1.2. De ahí que en el cálculo de la resistencia se usa f_y del refuerzo.

El detallado del refuerzo de zonas de anclaje de monotorones establecido en la Norma es resultado de ensayos de laboratorio (Breen et al, 1994; Roberts-Wollmann y Wollmann, 2008), en los que se emplearon torones de 12.7 mm (1/2 pulg) de diámetro, Grado 1860 y concreto de peso normal, así como de estudios analíticos. En la fig. C14.9.4.4.6.a se muestran los detalles requeridos en la Norma para grupos de anclajes, ya sea usando estribos en forma de U o estribos cerrados. Las dos barras horizontales colocadas en la zona local se encuentran entre la cara de apoyo del dispositivo de anclaje y la rama vertical del estribo, con excepción de losas más gruesas de 200 mm. En este caso, las barras paralelas a la cara cargada se pueden colocar en las esquinas de los dobleces de los estribos de modo de proveer el anclaje de éstos. Conviene que estas barras sean continuas, donde sea posible. Se permite el uso de pernos lisos con cabeza como una alternativa al uso de estribos en U o cerrados en la zona de elementos postensados. Este tipo de refuerzo es efectivo para resistir los esfuerzos de tensión que causan hendimiento, desarrollando menores deslizamientos que cuando se usan estribos con dobleces. En la fig. C14.9.4.4.6.b se ilustran detalles usando pernos lisos con cabeza. En este caso, las dos barras horizontales en la zona local se colocan entre la cara de apoyo del dispositivo y el perno liso vertical.

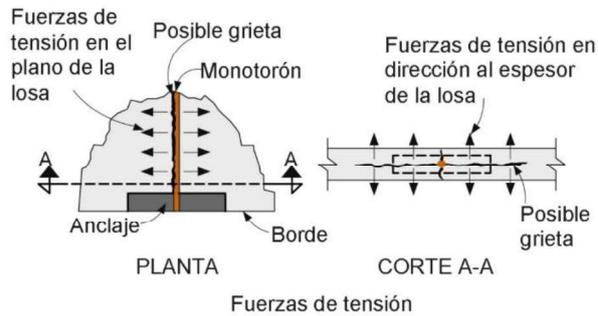
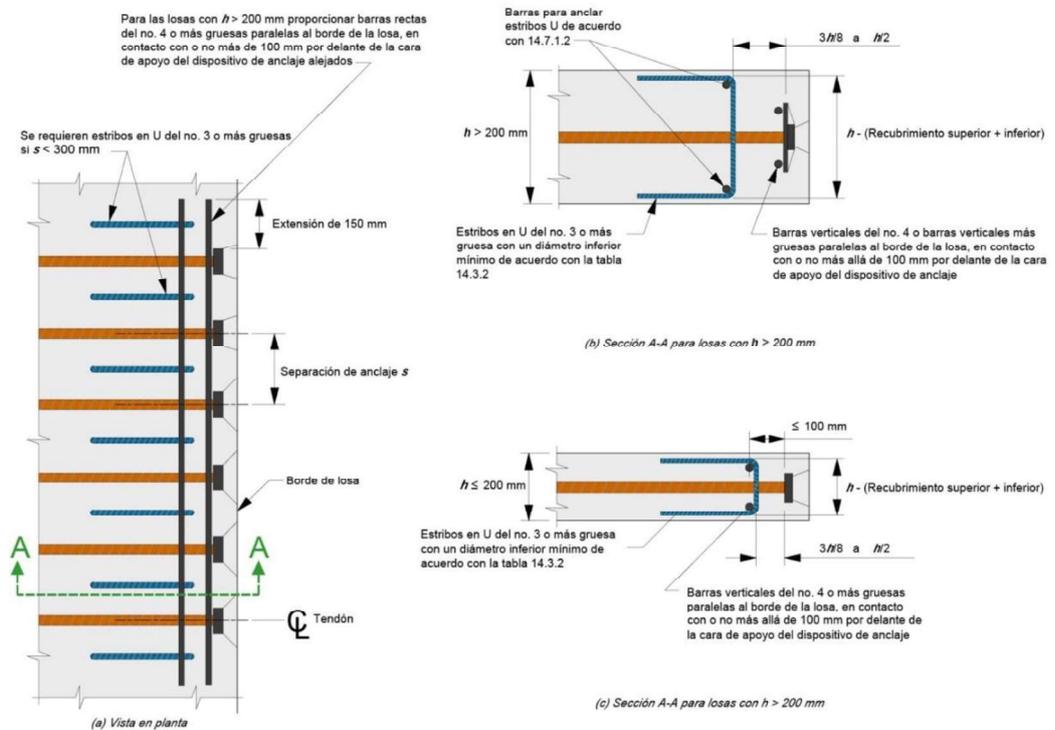
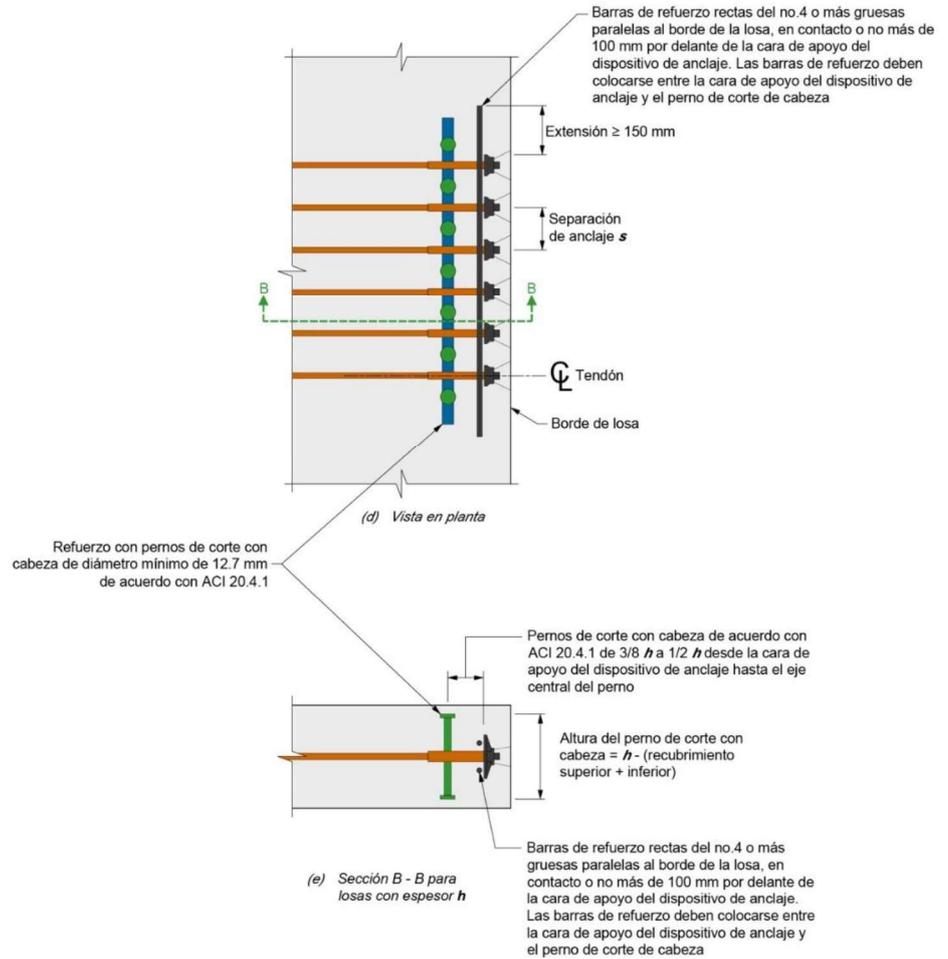


Figura C14.9.4.4.6.a – Detallado del acero de refuerzo en zonas de anclaje de tendones postensados usando estribos



Figuras C14.9.4.4.6.b y C14.9.4.4.6.c – Detallado del acero de refuerzo en zonas de anclaje de grupos de tendones postensados usando barras en forma de U



Figuras C14.9.4.4.6.d y C14.9.4.4.6.e – Detallado del acero de refuerzo en zonas de anclaje de grupos de tendones postensados usando pernos lisos con cabeza

14.9.3.5 Límites de esfuerzo en zonas generales

14.9.4.5.1 El esfuerzo de diseño máximo a tensión en el refuerzo a la resistencia nominal no excederá los límites de la tabla 14.9.4.5.1.

Tabla 14.9.4.5.1 – Esfuerzo de diseño máximo a tensión en el refuerzo

Tipo de refuerzo	Esfuerzo de diseño máximo a tensión
No presforzado	f_y
Presforzado adherido	f_{py}
Presforzado no adherido	$f_{se} + 70$ $(f_{se} + 700)$

14.9.4.5.2 El esfuerzo de compresión en el concreto a la resistencia nominal no deberá exceder $0.7\lambda f_{ci}'$, donde λ se define en 2.3.3.2.2.

14.9.4.5.3 Si el concreto está confinado con refuerzo helicoidal (zunchos) o estribos cerrados y este efecto está documentado en pruebas de laboratorio y análisis, se permitirá usar un valor mayor del esfuerzo a compresión en el concreto en el cálculo de la resistencia nominal de la zona general.

14.9.4.5.4 No se deberá tensar el acero de presfuerzo hasta que la resistencia a compresión del concreto, obtenida de ensayos de cilindros curados de manera consistente con el curado del elemento, sea de al menos 18 MPa (180 kg/cm²) en el caso de tendones monotorón o barra, o de al menos 30 MPa (300 kg/cm²) si se usan tendones multi-torón, a menos que se cumpla con 14.9.4.5.5.

14.9.4.5.5 No es necesario cumplir con 14.9.4.5.4 si se satisfacen a) o b):

- a) Se usan dispositivos de anclaje de mayor tamaño para compensar una menor resistencia a compresión del concreto
- b) El acero de presfuerzo se esfuerza al 50 por ciento de la fuerza final de presfuerzo.

Comentario:

Es de anticipar la ocurrencia de deformaciones inelásticas en el concreto en zonas generales, ya que en su diseño sólo se toma en cuenta la resistencia. La aplicación del factor λ para concreto ligero refleja una menor resistencia a tensión del concreto, lo cual a su vez limita el esfuerzo a compresión, así como una mayor dispersión y fragilidad en zonas de anclaje en elementos hechos con concretos ligeros.

Una manera eficiente de incrementar la resistencia de la zona de anclaje es mediante el confinamiento provisto por refuerzo helicoidal (zunchos) y/o estribos cerrados (Breen et al., 1994). También se puede lograr con presfuerzo auxiliar ortogonal al eje de los tendones principales.

El requisito de tensar los tendones en 14.9.4.5.4 es para limitar el agrietamiento temprano por contracción. También se pueden colocar dispositivos más grandes que lo requerido o bien postensar los tendones en etapas a niveles entre 1/3 y 1/2 veces la fuerza de presfuerzo final.

14.9.4 Detallado del refuerzo de zonas de anclaje

14.9.5.1 La selección del tamaño, separación, recubrimiento y otros detalles del refuerzo de zonas de anclaje deberá tomar en cuenta las tolerancias en la fabricación y colocación del acero de refuerzo, el tamaño del agregado y la colocación y compactación del concreto.

14.10 Anclaje de conectores postinstalados

14.10.1 Alcance

14.10.1.1 Esta sección aplicará al diseño de anclajes postinstalados (también llamados conectores o fijadores) en el concreto usados para transferir cargas por medio de tensión, cortante o combinación de tensión y cortante entre elementos estructurales y entre elementos estructurales y sistemas de fijación relacionados con la seguridad de la edificación.

14.10.1.2 Esta sección aplicará a los conectores del tipo a) a g):

- a) Pernos lisos o roscados con cabeza
- b) Pernos con dobleces
- c) Conectores postinstalados de expansión o acuñados (controlados por torque o por desplazamiento) que cumplen con el criterio de evaluación de ACI CODE-355.2
- d) Conectores socavados o de autoexcavado que cumplen con el criterio de evaluación de ACI CODE-355.2
- e) Conectores postinstalados químicos o adhesivos que cumplen con el criterio de evaluación de ACI CODE-355.4
- f) Conectores postinstalados de tornillo que cumplen con el criterio de evaluación de ACI CODE-355.2
- g) Sistemas de fijación con llaves de corte.

14.10.1.3 Se aceptará colocar barras corrugadas postinstaladas (anclas). En esos casos, la longitud de desarrollo se calculará de conformidad con 14.4.2 y 14.4.9.

Comentario:

Las barras corrugadas se evaluarían de acuerdo con el Capítulo 17 de la versión más reciente del ACI CODE-318. La calificación del adhesivo se hace con ACI CODE-355.4.

14.10.2 Diseño

14.10.2.1 Se aceptará diseñar los conectores postinstalados con el Capítulo 17 del ACI CODE-318-19 o de su versión más reciente.

14.10.2.2 Se aceptará usar los valores de diseño de fabricantes de conectores que demuestren documentalmente que cumplen con 14.10.1.2. El Director, o en su caso, el Corresponsable aprobará el diseño del Proyectista hecho a partir de valores recomendados por el fabricante.

14.10.2.3 Si se coloca refuerzo de tensión para transferir la fuerza en el conector a través de la superficie de falla de arrancamiento del concreto, no será necesario reducir la resistencia a tensión de diseño del refuerzo de tensión más allá de lo indicado en la tabla 2.4.2.2.4.a.

Comentario:

En esta versión de la Norma se incluye, por primera vez y de modo explícito, los criterios de diseño que habrán de aplicarse en conectores postinstalados. Se acepta diseñar con cualquier método basado en la capacidad del concreto, como lo es el establecido en ACI CODE-318-19.

El requisito de 14.10.2.3 supone que la resistencia de la conexión está controlada por la fluencia del refuerzo y no por el desprendimiento del concreto.

La falla controlada por el arrancamiento del concreto de un grupo de barras a tensión requiere considerar factores de resistencia específicos. Se sugiere revisar las publicaciones de Worsfold et al. (2022 y 2023) y Worsfold y Moehle (2023).

14.11 Tuberías y ductos incluidos en el concreto

14.11.1 Deberá evitarse la inclusión de elementos no estructurales en el concreto, en particular tubos de alimentación o desagüe dentro de las columnas.

14.11.2 Las dimensiones y ubicación de los elementos no estructurales (tubos y ductos, por ejemplo) que lleguen a quedar dentro del concreto, así como los procedimientos de ejecución (véase 16.6.11), serán tomadas en cuenta en el diseño del elemento y serán tales que no afecten significativamente las condiciones de resistencia, deformabilidad, y protección contra el fuego, ni que impidan que el concreto penetre, sin segregarse, en todos los intersticios. La inclusión de tubos y ductos deberá aprobarse por el Director y, en su caso, por el Corresponsable.

14.11.3 Los tubos y ductos de aluminio deberán ser revestidos o cubiertos para evitar la reacción concreto-aluminio y la acción electrolítica entre aluminio y acero.

14.11.4 Se deberá suministrar refuerzo con área al menos igual a 0.002 veces el área de la sección de concreto y colocarse en dirección perpendicular al eje del tubo o ducto.

14.11.5 El recubrimiento de concreto especificado en caso de tubos, con sus accesorios, será de al menos 40 mm para concreto expuesto a tierra o al medio ambiente y de al menos 20 mm para concreto no expuesto a tierra ni al medio ambiente.

Comentario:

La inclusión de elementos no estructurales en el concreto es una práctica indeseable. Sólo en casos extremos se pueden incluir siempre que se revisen los estados límite de falla y servicio, así como que se asegure la adecuada construcción del elemento.

La Norma prohíbe el uso de aluminio dentro del concreto a menos que esté revestido o cubierto. El aluminio reacciona con el concreto y, en presencia del ion cloruro, puede reaccionar electrolíticamente con el acero, causando agrietamiento y/o desprendimientos. Los tubos de aluminio para instalaciones eléctricas son un problema especial porque las corrientes eléctricas parásitas aceleran la reacción adversa. El requisito de 16.6.9.2 prohíbe el uso de cloruro de calcio o de cualquier aditivo que contenga cloruros si el concreto tendrá inclusiones de aluminio.

15. CONCRETOS ESPECIALES

15.1 Alcance

15.1.1 En este capítulo se describen los requerimientos para los concretos especiales empleados para fines estructurales. En la tabla 15.1.1 se presentan los alcances, usos, normas y criterios de diseño aplicables a los concretos especiales aceptables para esta Norma. Adicionalmente se deberán cumplir los requisitos específicos para cada tipo de concreto especial.

Tabla 15.1.1 – Alcance, usos, normas y criterios de diseño para estructuras hechas con concretos especiales

Tipo de concreto especial	Alcance y usos	Norma y/o referencia dentro de esta Norma	Criterios de diseño
Concreto de alta resistencia (véase 15.2)	<ul style="list-style-type: none"> Estructuras del Grupo A y B Estructuras de ductilidad baja Estructuras con requerimientos de sostenibilidad Requiere la autorización del Director y de un Corresponsable Nivel 2. 	ACI PRC-363.2 ACI PRC-363	Mismos que para concretos convencionales y para aplicaciones especiales. Tabla 15.2.1
Concreto de ultra alto desempeño (véase 15.3)	<ul style="list-style-type: none"> Estructuras del Grupo A y B Estructuras de ductilidad baja Estructuras con requerimientos de sostenibilidad Requiere la autorización del Director y del Corresponsable Nivel 2. 	NF P 18-710 ACI PRC-239	NF P 18-710
Concreto lanzado (véase 15.4)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos convencionales Clase 1A, 1B y Clase 2 Estructuras del Grupo A y B, Estructuras de ductilidad baja Estructuras por rehabilitar Requiere la autorización del Director y, en su caso, del Corresponsable. 	ACI PRC 506.4	Mismos que concretos convencionales. ACI PRC 506.4
Concreto bajo en carbono (véase 15.5)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos convencionales Clase 1A, 1B y Clase 2 Estructuras del Grupo A y B Estructuras ductilidad baja, media y alta Estructuras con requerimientos de sostenibilidad No requiere autorización especial. 	Mismas que concretos convencionales ISO 14064-1:2018 ISO 14067:2018	Mismos que para concretos convencionales y aplicaciones especiales.
Concreto con cemento alternativo (véase 15.6)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos convencionales Clase 2 Estructuras del Subgrupo B2 Estructuras de ductilidad baja Estructuras con requisitos de sostenibilidad Requiere la autorización del Director. 	ACI ITG-10.1R	Mismos que para concretos convencionales y aplicaciones especiales.
Concreto con agregado plástico artificial (véase 15.7)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos convencionales Clase 2 Estructuras del Subgrupo B2 Estructuras de ductilidad baja Estructuras con requisitos de sostenibilidad Requiere la autorización del Director. 	NMX-C-155-ONNCCE-2014 NMX-C-ONNCCE-111-2018	Mismos que para concretos convencionales y aplicaciones especiales.
Concreto con adición reciclada (véase 15.8)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos convencionales Clase 2 Estructuras del Subgrupo B2 Estructuras de ductilidad baja Estructuras con requisitos de sostenibilidad Requiere la autorización del Director. 	NMX-C-155-ONNCCE-2014 NMX-C-ONNCCE-111-2018	Mismos que para concretos convencionales y aplicaciones especiales.
Concreto polimérico (véase 15.9)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos convencionales Clase 2 Estructuras del Subgrupo B2 Estructuras Baja Ductilidad Estructuras con requisitos de sostenibilidad. Requiere autorización del Director. 	ACI PRC 548.6	Mismos que concretos convencionales y para aplicaciones especiales.
Concreto reforzado con materiales poliméricos reforzados con fibras (véase 15.10)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos convencionales Clase 2 Estructuras del Subgrupo B2 Estructuras de ductilidad baja Estructuras con requisitos de sostenibilidad Requiere autorización del Director, además de un especialista auxiliar en el tema. 	ACI PRC 440.1 ACI CODE 440.11	ACI PRC 440.1 ACI CODE 440.11
Concreto para impresión digital (impresión 3D) (véase 15.11)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos convencionales Clase 2 Estructuras a base de muros Estructuras del Subgrupo B2 Estructuras ductilidad baja Requiere autorización del Director. 	Recomendaciones y especificaciones del fabricante de la impresora digital.	Mismos que concretos convencionales.

15.2 Concreto de alta resistencia (CAR)

15.2.1 Aplicación y alcance

15.2.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.2.1.2 Los concretos de alta resistencia (CAR) podrán ser Clase 1A y 1B y se permitirá que se usen en estructuras del Grupo A y B.

15.2.1.3 Sólo se permitirá el uso de concreto de alta resistencia en el SERCGFL de estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$).

15.2.1.4 La resistencia especificada a la compresión, f'_c , deberá ser de al menos 70 MPa (700 kg/cm²) y hasta 100 MPa (1 000 kg/cm²) a edades 28, 56 y 90 días.

15.2.1.5 Su uso en elementos principales de estructuras requiere de la autorización especial del Director y, en su caso del Corresponsable.

15.2.2 Requisitos de los materiales

15.2.2.1 Los materiales y métodos de ensayo empleados para fabricar y verificar el concreto de alta resistencia, así como sus propiedades serán los señalados en la tabla 15.2.2.1.

Tabla 15.2.2.1 – Materiales componentes y propiedades del concreto de alta resistencia

	Requerimiento	Método de ensayo/ especificación	Propiedad ^[1]
Materiales	Cemento	NMX-C-414- ONNCCE-2017	
	Agua	NMX-C-122- ONNCCE-2019	Agua potable o reciclada
	Agregados	NMX-C-111- ONNCCE-2018	<ul style="list-style-type: none"> • 70 MPa (700 kg/cm²) - TMA 20 a 28 mm • 100 MPa (1 000 kg/cm²) - TMA 10 o 20 mm • Origen basáltico, calizo o de mármol. • Densidad mínima agregado grueso: 2 700 kg/m³ • Módulo de finura agregado fino: 2.4 a 2.45 con pérdidas por lavado del orden de 4%.
	Aditivos	NMX-C-255- ONNCCE-2013	
	Adiciones		<ul style="list-style-type: none"> • Micro sílice (humo de sílice), ceniza volante o escorias • Entre 5% y 25% del contenido de cementante en función de las características del concreto, tales como la resistencia y durabilidad requeridas.
Concreto fresco	Revenimiento	NMX-C-156- ONNCCE-2020	De acuerdo con lo indicado en la NMX-C-155-ONNCCE-2014
	Flujo de Revenimiento, FR	NMX-C-472- ONNCCE-2013	$650 < FR < 750 \text{ mm} \pm 50 \text{ mm}$
	Tiempo de Fraguado	NMX-C-059- ONNCCE-2017	
Concreto endurecido	Resistencia a compresión, f'_c	NMX-C-083- ONNCCE-2020	$70 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 100 \text{ MPa}$ $700 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 1\,000 \text{ kg/cm}^2$
	Módulo de elasticidad, E_c (2.2.8)	NMX-C-128- ONNCCE-2013	Concretos con agregado grueso calizo: $2\,700\sqrt{f'_c} + 11\,000$, en MPa $(8\,500\sqrt{f'_c} + 110\,000)$, en kg/cm ² Concretos con agregado grueso basáltico: $2\,700\sqrt{f'_c} + 5\,000$, en MPa $(8\,500\sqrt{f'_c} + 50\,000)$, en kg/cm ²
Aplicaciones		Puede utilizarse en: <ul style="list-style-type: none"> • Estructuras del Grupo A y B. • Estructuras de ductilidad baja • Estructuras con requerimientos de durabilidad por vida útil o especificaciones del ambiente al que esté expuesta la estructura. • Estructuras con requerimientos de sostenibilidad por normatividad local o federal, o por especificación voluntaria. 	

[1] Valores mayores pueden ser utilizados cuando exista suficiente evidencia experimental y control de calidad para asegurarlos durante el suministro y colocación.

15.2.3 Requisitos de diseño y construcción

15.2.3.1 En el diseño estructural de elementos de concreto de alta resistencia serán aplicables los principios y métodos de cálculo establecidos en esta Norma. Para cualquier análisis en el tiempo, así como para el cálculo de pérdidas de presfuerzo o de deflexiones diferidas, la contracción por secado (véase 2.2.9) y el flujo plástico (véase 2.2.10) pueden ser diferentes en su valor y desarrollo en el tiempo a los de los concretos convencionales. También se deberá cumplir lo estipulado en el Capítulo 6 de esta Norma.

15.2.3.2 El recubrimiento mínimo para el acero de refuerzo será el establecido en 4.13 y 4.15 propuestos para concretos f_c' de 70 MPa (700 kg/cm²).

15.2.3.3 La separación mínima del refuerzo será el requerido en 14.2.

15.2.3.4 Módulo de elasticidad

15.2.3.4.1 Para concretos Clase 1A y Clase 1B, el módulo de elasticidad, E_c , se determinará con las expresiones indicadas en la tabla 15.2.2.

15.2.3.4.2 Se aceptará el uso de otros valores de E_c que estén suficientemente respaldados por resultados de laboratorio según la norma NMX-C-128-ONNCCE-2013.

15.2.3.4.3 En la revisión estructural de construcciones existentes, puede aplicarse el módulo de elasticidad determinado en corazones de concreto extraídos de la estructura, que formen una muestra representativa de ella. En todos los casos a que se refiere esta sección, E_c se determinará según la norma NMX-C-128-ONNCCE-2013. Los corazones se extraerán de acuerdo con la norma NMX-C-169-ONNCCE-2009.

Comentario:

Por sus propiedades mecánicas en estado endurecido, los concretos de alta resistencia permiten la reducción de secciones, y/o la disminución de la cuantía de acero de refuerzo, una mayor capacidad de los elementos, así como la optimización de materiales. Por sus características presentan permeabilidades al agua muy bajas.

El contenido de cemento en los concretos de alta resistencia varía dependiendo de la edad de ensayo y de la resistencia requeridas. Es posible usar diferentes tipos de cementos tales como cemento portland compuesto (CPC), cemento portland ordinario (CPO) o cementos blancos (B) de acuerdo con la norma mexicana indicada en la tabla. El módulo elástico de los concretos de alta resistencia es usualmente mayor que los indicados en la tabla 15.2.2.1, no obstante, a falta de información experimental, se pueden emplear para el diseño estructural los valores del módulo de elasticidad especificados para los concretos Clase 1B. Dichos valores corresponden a una probabilidad de no ser alcanzados de 10 por ciento.

15.3 Concreto de ultra alto desempeño (CUAD)

15.3.1 Aplicación y alcance

15.3.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.3.1.2 Los concretos de ultra alto desempeño (CUAD) se permitirán para elementos de estructuras del Grupo A y B, previa evaluación y autorización de un Corresponsable Nivel 2.

15.3.1.3 Se permitirá el uso de CUAD en elementos de estructuras colados en el sitio, elementos prefabricados, así como en la rehabilitación de estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$). En ningún caso se permitirá que los elementos de CUAD sean parte del sistema primario resistente a fuerzas laterales inducidas por sismo.

15.3.1.4 La resistencia especificada, f_c' , deberá ser de al menos 100 MPa (1 000 kg/cm²) y hasta 250 MPa (2 500 kg/cm²) a edades de 28, 56 o 90 días.

15.3.1.5 La densidad del CUAD deberá ser de 23 a 28 kN/m³ (2 300 a 2 800 kg/m³).

15.3.1.6 El módulo de elasticidad deberá estar entre 45 y 60 GPa (450 000 y 600 000 kg/cm²). En caso de valores mayores, deberán justificarse mediante pruebas experimentales.

15.3.1.7 El módulo de Poisson deberá tomarse como $\nu=0.2$; valores distintos deberán justificarse mediante pruebas experimentales.

15.3.1.8 La relación agua/material cementante a/mc de una mezcla de concreto de ultra alto desempeño no será mayor a 0.20.

15.3.2 Requisitos de los materiales

15.3.2.1 Los materiales empleados para fabricar el concreto de ultra alta resistencia, así como sus propiedades serán los señalados en la tabla 15.3.2.1.

Tabla 15.3.2.1 – Materiales componentes y propiedades del concreto de ultra alta resistencia

	Requerimiento	Método de Ensayo/ Especificación	Propiedad
Materiales	Cemento	NMX-C-414-ONNCCE-2017	$a/mc < 0.20$
	Agua	NMX-C-122-ONNCCE-2019	Agua potable o reciclada
	Agregados	NMX-C-111-ONNCCE-2018	<ul style="list-style-type: none"> • TMA ≤ 7 mm • Origen calizo o de mármol. • Densidad mínima agregado: 2 700 kg/m³ • Módulo de finura agregado fino: 2.4 a 2.45 con pérdidas por lavado del orden de 4%.
	Aditivos	NMX-C-255-ONNCCE-2013	<ul style="list-style-type: none"> • Reductores de agua • Superplastificantes
	Adiciones		<ul style="list-style-type: none"> • Micro sílice (humo de sílice), ceniza volante o escorias, adicionadas individualmente o combinadas, entre 20% y 30% del contenido de cementante en función de las características del concreto, tales como la resistencia y durabilidad requeridas. • Arena de cuarzo
	Fibras metálicas	ASTM A820/A820M-16	<ul style="list-style-type: none"> • Fibras metálicas 0.16 mm de diámetro y 13 mm de longitud • Dosificación entre 1% y 3% del volumen de concreto

15.3.3 Hipótesis de diseño

15.3.3.1 El cálculo y dimensionamiento de una sección cualquiera deberá realizarse considerando las hipótesis de a) a d):

- a) Las secciones planas permanecen planas antes y después de la deformación
- b) Las tensiones en la zona del concreto no agrietado son proporcionales a la deformación, en virtud de que el concreto es capaz de resistir tensiones
- c) El esfuerzo de tensión máxima a considerar en un bloque rectangular de tensiones será el correspondiente a una abertura de fisura de 0.3 mm
- d) El refuerzo en forma de barras y tendones de presfuerzo adherido no exhiben un desplazamiento relativo con respecto al concreto.

15.3.4 Requisitos de colocación y construcción

15.3.4.1 El tiempo entre la fabricación del CUAD y su colocación deberá ser compatible con los medios de producción, de colocación y posible vibrado.

15.3.4.2 La colocación del CUAD deberá realizarse considerando su fluidez. No se permitirán alturas de caída mayores que 500 mm, a menos que se demuestre que no ocurrirá segregación de las fibras o grupos de fibras en la colocación.

15.3.4.3 La colocación del CUAD deberá hacerse de forma continua y evitar que la superficie expuesta se reseque. En el caso de una discontinuidad en el tiempo de colocación, deberán mezclarse la capa nueva con la existente mediante picado o vibrado local con el fin de restablecer la continuidad del material y de las fibras.

15.3.4.4 La colocación del CUAD deberá ejecutarse cuando las temperaturas sean de entre 283 y 305 K (10° y 35° C), a menos de que se tomen precauciones especiales como el control de temperatura del agua y agregados.

Comentario:

El concreto de ultra alto desempeño (CUAD) se diferencia del concreto de alta resistencia (CAR) por su resistencia a la compresión, que es superior a 100 MPa (1 000 kg/cm²) y por el uso sistemático de fibras, que evitan fragilidad del material y puede, para ciertas aplicaciones, evitar modificar el uso de refuerzo convencional. Para su formulación se requiere de un alto contenido de cemento y un estricto control de la granulometría para optimizar la compacidad de la mezcla de agregados, los cuales son normalmente no mayores que 7 mm. Los CUAD son concebidos para tener una resistencia a la tensión remanente después de la aparición de fisuras gracias al contenido de fibras. Cuando esta resistencia sea suficiente para la aplicación estructural y cargas a las que el material estará sometido, puede incluso prescindirse del refuerzo convencional. En caso contrario, el uso de presfuerzo (pretensado o postensado) permite el empleo del CUAD en elementos esbeltos sometidos a flexión y flexocompresión, así como a los esfuerzos cortantes asociados. La principal diferencia de estos materiales respecto al concreto convencional en el diseño es que se permiten tensiones en el concreto hasta el límite en que exista una abertura de fisura de 0.3 mm. Aplicaciones posibles de estos materiales sin el uso de acero convencional adicional son: revestimientos para reparación y/o reforzamiento de superficies horizontales o verticales de concreto, elementos arquitectónicos y paneles prefabricados para sistemas de piso.

Gracias al uso de aditivos como plastificantes-reductores de agua, y superplastificantes-diluyentes, las mezclas diseñadas para el CUAD tienen una muy baja relación agua/material cementante (entre 0.21 y 0.24). El control del agua aportada por los diferentes componentes es objeto de especial atención (adición de agua, agua absorbida por los agregados, agua de los aditivos). Los CUAD pueden ser también comercializados en formato de premezclados secos en bultos o bien como concreto premezclado. En todos los casos, deberá tenerse especial cuidado en el control de la regularidad de los componentes.

Las hipótesis para el cálculo y dimensionamiento de secciones de CUAD son distintas de las usadas en elementos de concreto reforzado. El CUAD posee una resistencia a la tensión significativa que puede ser incluida en un modelo esfuerzo – deformación de elementos en flexión o flexocompresión. Esta resistencia se representa como un bloque equivalente de esfuerzos de tensión bajo el eje neutro teniendo como fuerza de tensión máxima la correspondiente a una deformación equivalente a una fisura de 0.3 mm en un ensaye del material a tensión directa. El valor de abertura de fisura puede ser menor si para el elemento a diseñar existen requerimientos arquitectónicos de apariencia o bien en elementos con clasificación de exposición C y D según la tabla 4.3.1. Esta característica particular de resistencia a tensión está ligada a la cantidad, distribución y orientación de las fibras metálicas dentro del material, por lo que la caracterización del CUAD debe tener en cuenta, además de la evaluación precisa del comportamiento a tensión, las condiciones de ejecución y la geometría del elemento a diseñar. El diseñador necesita conocer ciertas características en la etapa de proyecto, en la que dos escenarios son posibles: a) Si existe una ficha técnica del material el dimensionamiento se realiza a partir de las leyes de comportamiento descritas en esa ficha técnica; b) si no existe una ficha técnica, el dimensionamiento y diseño se realizan a partir de valores de referencia predefinidos por el diseñador, quien tendrá que validar con el proveedor del material el diseño de la mezcla y su caracterización antes de la ejecución.

Se pueden consultar procedimientos detallados de diseño en NF P 18-710 Norma Francesa adicional al Eurocódigo 2: Diseño de estructuras de concreto: Normas específicas para Concreto de Ultra Alto Desempeño reforzado con fibras (UHPFRC). En este documento se describe con detalle el impacto que tiene la orientación de las fibras dentro del material en la resistencia intrínseca del mismo. También se pueden consultar ejemplos de diseño y de aplicación en Weill (2021).

Al momento de la publicación de esta Norma, se desarrollan otras guías de diseño en distintas partes del mundo partiendo de las hipótesis señaladas en 15.3.3.1.

15.4 Concreto lanzado

15.4.1 Aplicación y alcance

15.4.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.4.1.2 El concreto lanzado o aplicado neumáticamente es un procedimiento de colocación que sustituye la colocación del concreto convencional mediante su vaciado o colado dentro de cimbras.

15.4.1.3 Se aceptará concretos lanzados Clase 1A, Clase 1B y Clase 2 para ser usadas en estructuras del Subgrupo B2. Se permitirá su empleo en elementos estructurales de excavaciones, como muros de contención, por ejemplo.

15.4.1.4 Su uso en elementos principales de estructuras requiere de la autorización especial del Director y, en su caso del Corresponsable.

15.4.1.5 *Procesos de lanzado*

15.4.1.5.1 El concreto lanzado se podrá aplicar por vía húmeda o vía seca. Dependiendo del equipo utilizado para proyectarlo y del elemento, se seleccionará el agregado, grueso y/o fino.

15.4.1.6 *Concreto lanzado con agregado grueso*

15.4.1.6.1 Para ambos procesos, de mezcla seca y mezcla húmeda, el concreto lanzado no deberá contar con más de 30 por ciento de agregado grueso.

15.4.2 *Requisitos de los materiales*

15.4.2.1 *Propiedades del concreto lanzado*

15.4.2.1.1 Los tipos de mezclas de concreto lanzado incluyen el concreto simple, con micro sílice, reforzado con fibra, de alta resistencia y de alto desempeño.

15.4.2.2 *Resistencia a compresión*

15.4.2.2.1 La resistencia a compresión de las mezclas secas de concreto lanzado depende en gran medida de la relación cemento-agregado. Se aceptarán f'_c de 85 MPa (850 kg/cm²), si bien son comunes resistencias de 40 y 50 MPa (400 y 500 kg/cm²).

15.4.2.2.2 La determinación de la resistencia a compresión del concreto lanzado se deberá realizar en núcleos extraídos del concreto colocado en la estructura o de paneles fabricados exprofeso para este fin en los que el concreto se coloque emulando las condiciones de colocación en la estructura. El método de ensayo de núcleos será el de la norma NMX-C-083-ONNCCE-2020.

15.4.2.3 *Resistencia a la adherencia entre capas*

15.4.2.3.1. La resistencia a la adherencia entre capas se medirá mediante ensayos de cortante o por tensión directa. El concreto lanzado deberá desarrollar una resistencia a tensión mínima de 0.7 MPa (7 kg/cm²).

15.4.2.4 *Otras propiedades*

15.4.2.4.1 La permeabilidad varía de acuerdo con la composición de la mezcla (a/mc y micro sílice). Se considerará que el concreto lanzado tiene un coeficiente de permeabilidad similar para materiales constituyentes y relaciones agua/material cementante también similares que el concreto convencional.

15.4.2.4.2 El coeficiente de expansión térmica del concreto se aceptará ser considerado igual al del acero de refuerzo, siendo por tanto mínimos los esfuerzos internos desarrollados por cambio de temperatura.

15.4.2.4.3 La densidad del concreto lanzado de alta calidad deberá ser de 22 a 24 kN/m³ (2 200 a 2 400 kg/m³), similar a la del concreto convencional.

15.4.2.4.4 El módulo de elasticidad deberá estar entre 17 y 40 GPa (170 000 y 400 000 kg/cm²), similar al del concreto convencional.

15.4.3 Requisitos de diseño y construcción

15.4.3.1. Para el diseño de elementos estructurales de concretos lanzados son aplicables los criterios y requisitos de diseño para los concretos convencionales y de aplicaciones especiales descritos en el Capítulo 6.

Comentario

El refuerzo con mallas de alambre soldado está siendo sustituido progresivamente por fibras de acero o sintéticas. El refuerzo con fibras proporciona al concreto lanzado tenacidad y capacidad para soportar cargas después del agrietamiento. También ayuda al control del agrietamiento por contracción restringida y mejora la resistencia al impacto. Al emplear mallas de refuerzo es común que queden oquedades en la parte posterior a dicha malla o en sitios de difícil acceso y no se logre la compacidad y adherencia requeridas.

El uso del concreto lanzado depende del proceso constructivo principalmente, en elementos donde el cimbrado no es práctico, el acceso al área de trabajo es difícil, o donde se requiere disminuir o eliminar la cimbra.

Aunque ambos procesos de lanzado (vía seca o vía húmeda) pueden conducir a concretos con desempeño satisfactorio, el concreto lanzado vía húmeda, al ser dosificado en planta de concreto, permite controlar mejor la relación agua/material cementante en la mezcla y, por tanto, se puede lograr con este método menor índice de rebote y mayor rendimiento. La granulometría continua de los agregados a utilizar es un aspecto importante para lograr mayor compacidad en el concreto colocado; usualmente se emplean tamaños máximos de agregado grueso inferiores a 12.5 mm para tener menor rebote en la operación de colocación del concreto.

Debido a que el concreto lanzado es físicamente enviado a la superficie receptora, usualmente presenta buena adherencia con concreto, mampostería, roca, acero y muchos otros materiales

Un concreto lanzado con más de 30% de agregado grueso incrementa el rebote, es más difícil darle el acabado y no puede emplearse para capas delgadas. El concreto lanzado con agregado grueso requiere el empleo de mangueras de mayor diámetro y produce cráteres en la superficie del concreto cuando se lanza a alta velocidad.

La composición de la mezcla deberá ser tal que el concreto lanzado endurecido ya en el sitio desarrolle propiedades mecánicas y físicas aceptables. La composición de la mezcla afectará las propiedades del concreto lanzado al ser colocado y al estar en estado endurecido de la misma manera como lo hace en el concreto convencional. Los efectos asociados con el proceso de lanzado, como la compactación, el rebote y la orientación de las fibras, en su caso, afectará las propiedades del concreto lanzado endurecido.

*La relación agua-material cementante (**a/mc**) y la relación cemento-agregado es clave para las mezclas tanto húmedas como secas de concreto lanzado. La reducción de la relación **a/mc** mejora la mayor parte de las propiedades del concreto lanzado, incluyendo resistencia, permeabilidad y durabilidad. La presencia de acelerantes, micro sílice u otras puzolanas modifica las propiedades físicas, especialmente la permeabilidad y durabilidad. El empleo de fibras mejora la tenacidad. La aplicación de un curado adecuado al concreto lanzado es importante, ya que siempre mejorará su desempeño mecánico y físico.*

*El empleo de bajas relaciones **a/mc** mediante la incorporación de aditivos reductores de agua de alto rango a las mezclas húmedas de concreto lanzado propicia concretos de alta resistencia. Las resistencias usuales en mezclas húmedas de concreto lanzado varían entre 25 y 50 MPa (250 y 500 kg/cm²).*

El concreto lanzado aplicado correctamente con suficiente compactación sobre un sustrato bien preparado desarrolla una resistencia a la adherencia superior a 1 MPa (10 kg/cm²).

Los resultados de los ensayos de resistencia a la adherencia para los concretos lanzados vía mezclas seca o húmeda llevados a cabo sobre sustratos de concreto con diferentes preparaciones, indican que la composición de la mezcla de concreto lanzado tiene menos influencia en la adherencia que la preparación de la superficie.

Los mejores resultados se obtienen con hidroescarificación, escarificado solamente con chorro de arena, o martelinado seguido de escarificado con chorro de arena. Los otros tipos de preparación de la superficie (desbastado, martelinado sin escarificado con chorro de arena) dan como resultado, ya sea una resistencia a la adherencia menor, o una reducción de la adherencia con el tiempo.

Los mejores resultados se obtienen cuando el concreto lanzado se aplica sobre un sustrato saturado superficialmente seco. Una superficie del sustrato excesivamente seca o húmeda en el momento de aplicar el concreto lanzado reduce la resistencia a la adherencia. El escobillado entre capas de concreto lanzado rompe la capa de material exudado a la superficie y elimina el material lanzado suelto y en exceso, mejorando con esto la adherencia entre capas.

La contracción por secado del concreto lanzado es mayor que la de los concretos convencionales, debido principalmente a que el concreto lanzado tiene menos agregado grueso y mayor cantidad de material cementante y agua. El empleo de aditivos acelerantes tiende a incrementar la contracción por secado y el potencial de agrietamiento.

Los ensayos de absorción y volumen de vacíos permeables permiten calificar las operaciones de lanzado del concreto para lograr una compacidad adecuada. Valores altos de estos parámetros indican que la velocidad de

lanzado no fue adecuada, que los componentes del concreto no quedaron mezclados adecuadamente o que el empleo del aditivo acelerante de fraguado propició porosidad en el concreto lanzado.

La velocidad de impacto es otro parámetro importante que influye en la porosidad del concreto lanzado endurecido. Una velocidad de impacto insuficiente no proporcionará una compactación adecuada, dando como resultado una permeabilidad y valores de absorción altos.

15.5 Concreto bajo en carbono

15.5.1 Aplicación y alcance

15.5.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.5.1.2 Se permitirá el uso de concretos bajos en carbono que correspondan a los concretos convencionales Clase 1A, 1B y Clase 2. Se aceptará emplearse para estructuras del Grupo A y B, con requerimientos de sostenibilidad como certificaciones de edificación sostenible o que busquen reducir la huella de carbono por metro cuadrado del proyecto.

15.5.1.3 Se permitirá el uso de concreto bajo en carbono en el diseño y construcción de estructuras de ductilidad baja, media y alta. Se aplicarán los requisitos de los Capítulos 6, 7 y 8 de esta Norma, respectivamente.

15.5.1.4 Los concretos bajos en carbono podrán utilizarse en cualquier elemento o en toda la estructura y con las mismas especificaciones estructurales que las requeridas para concretos convencionales.

15.5.2 Requisitos de los materiales

15.5.2.1 Cuando se use un concreto bajo en carbono, éste deberá tener el mismo desempeño, tanto en estado fresco como en estado endurecido, que el del concreto convencional que reemplaza.

15.5.2.2 Las resistencias especificadas, f'_c , serán las mismas establecidas en la tabla 2.2.1.

15.5.2.3 Los materiales componentes para estos concretos deberán cumplir con lo señalado en 2.2.5.

15.5.2.4 Cuando se especifique y usen concretos bajos en carbono, el productor de concreto deberá reportar los resultados de las emisiones reducidas de dióxido de carbono que cumplan con lo referido en la norma ISO 14064 e ISO 14067 o equivalente.

15.5.3 Requisitos de diseño y construcción

15.5.3.1 Para el diseño de elementos estructurales de concretos bajo en carbono son aplicables los criterios y requisitos de diseño para los concretos convencionales y de aplicaciones especiales descritos en el Capítulo 6.

Comentario

Los concretos bajos en carbono son considerados por reducir el carbono en el proceso de fabricación de materia prima usada como cemento, agregados, agua, aditivos y adiciones, así como en su traslado a la planta de concreto, su fabricación y entrega al proyecto. Se considera bajos en carbono cuando muestran una reducción de al menos 30 por ciento en la emisión de dióxido de carbono (CO₂) comparado con un concreto de referencia. Se considerará un concreto de referencia aquel diseñado para una resistencia dada a una edad de garantía dada, fabricado con un cemento portland ordinario (CPO) sin estrategias de reducción de carbono durante su fabricación, sin aditivos y mediante el método de diseño del ACI PRC 211.1. Las características de los concretos bajos en carbono en estado fresco, endurecido y de desempeño deben ser las mismas que el concreto que reemplaza.

15.6 Concreto con cemento alternativo

15.6.1 Aplicación y alcance

15.6.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.6.1.2 Los concretos con cemento alternativo sólo serán permitidos como Clase 2, para ser usados en estructuras del Subgrupo B2 que estén buscando reducir el impacto ambiental asociado con su producción y uso.

15.6.1.3 Solamente se permitirá el diseño de estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$) de acuerdo con el Capítulo 6.

15.6.1.4 Su uso en elementos principales de estructuras requiere de la autorización especial del Director.

15.6.2 Requisitos de los materiales

15.6.2.1 Las características físicas y de composición, métodos de producción, así como propiedades en estado fresco y endurecido serán consistentes con las indicadas en ACI ITG-10.1R. Se deberá tomar en cuenta la naturaleza y origen del cemento alternativo (si es de aluminato de calcio, cemento reactivo a la velita, sulfoaluminato de calcio o silicato de calcio carbonatado), así como las propiedades en estado fresco y endurecido. Asimismo, se aceptará considerar los cementos alternativos sin clinker, cenizas volantes, escorias y vidrio activados.

15.6.2.2 La aplicabilidad de los métodos de prueba existentes para especificar cementos alternativos, así como la necesidad de pruebas deberá ser de acuerdo con ACI ITG-10.1R.

15.6.3 Requisitos de diseño y construcción

15.6.3.1 Para el diseño de elementos estructurales de concretos con cemento alternativo son aplicables los criterios para los concretos convencionales y para aplicaciones especiales contenidos en el Capítulo 6.

Comentario:

La limitación del uso en concretos convencionales Clase 2 y en estructuras del Subgrupo B2, se explica por la escasa información disponible al momento de la elaboración de esta Norma. En ASTM C1709 se puede consultar una guía para la evaluación de materiales cementantes alternativos para ser usados en concreto. En Holland y Hover (2020) se puede revisar una hoja de datos de materiales cementantes alternativos.

15.7 Concreto con agregado plástico artificial

15.7.1 Aplicación y alcance

15.7.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.7.1.2 Los concretos con agregado plástico artificial sólo serán permitidos en los concretos convencionales Clase 2, así como para las estructuras del Subgrupo B2 que estén buscando reducir el impacto ambiental asociado con su producción y uso.

15.7.1.3 Los requisitos para estos concretos se aplicarán a miembros que forman parte de estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$) (Capítulo 6 de esta Norma). Su uso estará limitado a elementos estructurales que no sean parte del sistema primario para resistir las fuerzas inducidas por sismo.

15.7.1.4 Su uso requiere de autorización especial del Director.

15.7.2 Requisitos de los materiales

15.7.2.1 Los agregados artificiales deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111-ONNCCE-2018.

15.7.2.2 El tamaño máximo del agregado será de 4 mm. El agregado artificial será considerado como arena no. 4 y la forma de la partícula será en forma de viruta.

15.7.2.3 La cantidad máxima a utilizar será 5 kg/m³ de concreto. Si se incrementa la cantidad, se deberá ajustar el diseño de mezcla para asegurar las características requeridas. Se podrá utilizar hasta un 5 por ciento en sustitución de arena.

15.7.2.4 La incorporación de mayores porcentajes requerirá la autorización del Director.

15.7.3 Requisitos de diseño y construcción

15.7.3.1 Para el diseño de elementos estructurales de concretos con agregados artificiales plásticos son aplicables los criterios para los concretos convencionales y de aplicaciones especiales incluidos en los Capítulos 2 y 6.

15.8 Concreto con adición reciclada

15.8.1 Aplicación y alcance

15.8.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.8.1.2 Los concretos con adiciones recicladas sólo serán permitidos en estructuras en las que se puedan usar los concretos convencionales Clase 2, así como para las estructuras del Subgrupo B2 que estén buscando reducir el impacto ambiental asociado con su producción y uso.

15.8.1.3 Estos concretos se usarán en estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$) y deberán satisfacer lo indicado en el Capítulo 6 de esta Norma. Su uso estará limitado a elementos estructurales que no sean parte del sistema primario para resistir las fuerzas inducidas por sismo.

15.8.1.4 Su uso requiere de autorización especial del Proyectista y del Director.

15.8.2 Requisitos de los materiales

15.8.2.1 Previo a su uso en el concreto, se deberá tener la caracterización de sus propiedades químicas y físicas, asegurando que su contenido no vaya en detrimento del desempeño del concreto.

15.8.2.2 Se podrán realizar ajustes en el consumo de cemento y aditivos del concreto, para asegurar el mismo desempeño del concreto respecto a la especificación requerida. En la tabla 15.8.2.2 se presenta la dosificación y requisitos que se deberán satisfacer para distintas adiciones recicladas.

Tabla 15.8.2.2 – Dosificación y requisitos para concretos de adiciones recicladas

Adición reciclada	Dosificación	Forma de la adición	Requisitos
Llanta triturada	De 0.005 a 0.01 kN/m ³ (5 a 10 kg/m ³)	Granular o viruta	Tamaño máximo: 4 mm
PET triturado	De 0.005 a 0.02 kN/m ³ (5 a 20 kg/m ³)	Escama	Tamaño máximo: 4 mm
Desecho electrónico triturado	De 0.005 a 0.01 kN/m ³ (5 a 10 kg/m ³)	Escama	Tamaño máximo: 4 mm
Celulosa triturada	De 0.005 a 0.01 kN/m ³ (5 a 10 kg/m ³)	Escama	Tamaño máximo: 4 mm
Vinil triturado	De 0.005 a 0.01 kN/m ³ (5 a 10 kg/m ³)	Escama	Tamaño máximo: 4 mm
Espuma (<i>foamy</i>) triturada ^[1]	De 0.005 a 0.01 kN/m ³ (5 a 10 kg/m ³)	Escama	Tamaño máximo: 4 mm
Porcelana triturada	20% en sustitución de agregado	Granular, como grava y arena	Curvas granulométricas de acuerdo NMX-C-122-ONNCCE-20XX

^[1] Goma EVA (o etilvinilacetato)

15.8.3 Requisitos de diseño y construcción

15.8.3.1 Para el diseño de elementos estructurales de concretos con adiciones recicladas son aplicables los criterios para los concretos convencionales y para aplicaciones especiales incluidos en el Capítulo 2.

15.9 Concreto polimérico (CP)

15.9.1 Aplicación y alcance

15.9.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.9.1.2 Se aceptará utilizar el concreto polimérico en la construcción de elementos estructurales.

15.9.1.3 Estos concretos se usarán en estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$) y deberán satisfacer lo indicado en el Capítulo 6 de esta Norma. Su uso estará limitado a elementos estructurales que no sean parte del sistema primario para resistir las fuerzas inducidas por sismo.

15.9.1.4 Su uso en elementos principales de estructuras requiere la autorización del Proyectista, del Director y, en su caso, del Corresponsable.

15.9.2 Requisitos de los materiales

15.9.2.1 Los materiales a utilizar en el concreto polimérico (polímeros, agregados, refuerzo y aditivos) deberán cumplir los requisitos de ACI PRC-548.6.

15.9.3 Requisitos de diseño y construcción

15.9.3.1 En el diseño de los elementos estructurales de concreto polimérico se deberán satisfacer los criterios de ACI PRC-548.6.

15.9.3.2 Se deberá prestar atención a la fluencia, la fatiga y la temperatura de servicio en el diseño y detallado de elementos estructurales de concreto polimérico.

Comentario

El concreto polimérico por definición es aquel que en lugar de cemento portland usa polímeros como cementantes. El concreto polimérico (CP) se ha utilizado en aplicaciones estructurales en las que la resistencia, rigidez, durabilidad y facilidad de moldeado suponen una ventaja sobre otros materiales. Se pueden utilizar muchos tipos de refuerzo con el CP. El concreto polimérico se ha usado como material de reparación de estructuras de concreto, principalmente en autopistas y puentes. Se han realizado investigaciones estructurales sobre usos como vigas y paneles de acero reforzado, paneles balísticos (barreras contra asaltos armados a embajadas, por ejemplo), elementos estructurales sándwich, bloques de construcción, cubiertas de servicios públicos y paneles aislantes.

Existen varias formas de fabricar el concreto polimérico, desde monómeros, polímeros o una mezcla de monómeros y polímeros en forma líquida que se mezclan con un sistema de agregados. También se incluyen en la mezcla promotores de polimerización e iniciadores en la proporción precisa para entrecruzar o completar la polimerización de los monómeros. Se suelen utilizar varias propiedades de los monómeros o polímeros para definir las características del CP sin curar.

El CP suele clasificarse en función de las propiedades del adhesivo no curado y curado y del concreto o mortero polimérico curado. Para la mayoría de las aplicaciones, las propiedades del adhesivo curado controlarán la selección del mismo.

Los polímeros termoestables suelen utilizarse para formar el sistema aglutinante del CP estructural. Los poliésteres no saturados son los termoestables más utilizados para producir CP. Las resinas de poliéster no saturado de ortofalato se utilizan como aglutinantes combinados con peróxido de metiletilcetona (MEKP) como iniciador.

15.10 Barras de refuerzo de materiales poliméricos reforzados con fibras

15.10.1 Aplicación y alcance

15.10.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.10.1.2 Se aceptará el uso de refuerzo de materiales poliméricos reforzados con fibra (PRF) como una alternativa al empleo de barras de acero para estructuras de concreto, especialmente ante ambientes agresivos y corrosivos (véase tabla 4.4.1 para las barras de acero).

15.10.1.3 Las barras de refuerzo de materiales poliméricos reforzados con fibras se usarán en estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$) y deberán satisfacer lo indicado en el Capítulo 6 de esta Norma. Su uso estará limitado a elementos estructurales que no sean parte del sistema primario para resistir las fuerzas inducidas por sismo.

15.10.1.4 Su uso en elementos principales de estructuras requiere la autorización del Proyectista, del Director y, en su caso, del Corresponsable. Adicionalmente, se requerirá la intervención de un especialista en uso, diseño y construcción de estructuras usando estas barras.

15.10.2 Requisitos de los materiales

15.10.2.1 Se deberá cumplir con los requisitos de materiales del ACI PRC 440.1. En caso de barras de fibra de vidrio se deberá satisfacer ACI CODE 440.11.

15.10.3 Requisitos de diseño y construcción

15.10.3.1 El diseño y construcción de elementos reforzados con barras PRF se hará de conformidad con ACI PRC 440.1. En caso de barras de fibra de vidrio se deberá satisfacer ACI CODE 440.11.

Comentario:

Los materiales poliméricos reforzados con fibras se usan para reemplazar el acero de refuerzo. Existen varios tipos de fibras como de vidrio, de carbono o de kevlar en diferentes tipos de polímeros.

La "Guía para el diseño y construcción de estructuras de concreto reforzadas con barras de materiales poliméricos reforzados con fibras (PRF)" (ACI PRC 440.1) ofrece información general sobre la historia y el uso del refuerzo de barras de PRF, una descripción de las propiedades únicas del material y guías para el diseño y la construcción de elementos de concreto estructural reforzados con barras de PRF. La guía se basa en el conocimiento obtenido de la investigación experimental mundial, el trabajo analítico y las aplicaciones de campo.

El documento ACI CODE 440.11 incluye requisitos y recomendaciones para el diseño de elementos reforzados con barras de fibra de vidrio. En caso de estructuras que tengan elementos reforzados con barras de acero y barras de fibra de vidrio, el diseño de los elementos reforzados con barras de acero se hace con esta Norma; el diseño de los elementos reforzados con barras de fibra de vidrio con ACI CODE 440.11. El diseño de elementos híbridos, reforzados con barras de acero y de fibra de vidrio, queda fuera del alcance de esta Norma y de ACI CODE 440.11.

15.11 Concreto para impresión digital (impresión 3D)

15.11.1 Aplicación y alcance

15.11.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.11.1.2 El concreto para impresión digital (3D) sólo será permitido en las aplicaciones de los concretos convencionales Clase 2 en estructuras del Subgrupo B2. Se aceptará su uso para cimentaciones, muros y losas impresas en sitio o prefabricadas.

15.11.1.3 Estos concretos se usarán en estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$) y deberán satisfacer lo indicado en el Capítulo 6 de esta Norma.

15.11.1.4 Su uso requiere de autorización especial del Director y, en su caso, del Corresponsable.

15.11.2 Requisitos de los materiales

15.11.2.1 El concreto tiene un gran impacto en el proceso de impresión en 3D. Tanto las propiedades mecánicas como las propiedades en estado plástico son de gran importancia en este tipo de proceso. La resistencia a una edad temprana influye en la capacidad del concreto para soportar el peso de las capas subsecuentes.

Tabla 15.11.2.1 – Materiales componentes y propiedades del concreto para impresión digital

	Requerimiento	Método de Ensayo/ Especificación	Propiedad
Materiales	Cemento	NMX-C-414- ONNCCE-2017	0.52 – 0.58
	Agua	NMX-C-122- ONNCCE-2019	Agua potable o reciclada
	Agregados	NMX-C-111- ONNCCE-2018	<ul style="list-style-type: none"> • TMA \leq 10 mm • Cualquier origen • Densidad mínima agregado: 2 400 kg/m³ • Módulo de finura agregado fino: 2.4 a 2.45 con pérdidas por lavado del orden de 4%.
	Aditivos	NMX-C-255- ONNCCE-2013	<ul style="list-style-type: none"> • Reductores de agua • Superplastificantes • Aditivos especiales para dar consistencia rígida
	Adiciones		<ul style="list-style-type: none"> • Micro sílice (humo de sílice), ceniza volante o escorias • Arena de cuarzo • Entre 20% y 30% del contenido de cementante en función de las características del concreto, tales como la resistencia y durabilidad requeridas • Colorantes
	Fibras metálicas	ASTM A820/A820M-16	<ul style="list-style-type: none"> • Fibras metálicas 0.16 mm de diámetro y 13 mm de longitud • Dosificación entre 1% y 3% del volumen de concreto

15.11.2.2 Deberá existir un equilibrio entre un concreto autocompactante y concreto extruido.*Comentario:*

Actualmente no existen normas mexicanas u oficiales que regulen las características que debe cumplir el concreto para impresión digital, así como las características específicas para el concreto en estado fresco y endurecido. Las propiedades se miden hasta ahora con la experiencia existente de las impresiones digitales que se han hecho hasta ahora.

15.11.2.3 Las características que deben ser medidas en el concreto para impresión digital son las indicadas en la tabla 15.11.2.3.**Tabla 15.11.2.3 - Características del concreto para impresión digital 3D**

Característica	Definición
Facilidad de impresión (<i>Printability</i>)	Es un indicador para evaluar una combinación entre el comportamiento del concreto fresco a la salida de la boquilla y producir filamentos bien definidos.
Edificabilidad (<i>Buildability</i>)	Habilidad del concreto fresco de soportar su propio peso, así como las capas subsecuentes sin colapsar o tener una deformación significativa.
Facilidad de extrusión (<i>Extrudability</i>)	Habilidad del concreto a ser transportado a la boquilla, a ser extruido y formar un filamento continuo.
Reología	Evolución de la viscosidad y elasticidad de los materiales bajo un esfuerzo cortante. La medición de las propiedades reológicas es una opción para determinar la consistencia adecuada para el proceso de impresión.
Lapso trabajable (<i>Open time</i>)	Tiempo que transcurre entre tener una consistencia auto-compactante a una más rígida.
Corta trabajabilidad	Un concreto con un tiempo corto en la trabajabilidad presenta mayor posibilidad de bloquear las tuberías.
Larga trabajabilidad	Ayuda a tener mejor adherencia entre capas, sin embargo, puede afectar la velocidad de la impresora y aumentar la deformación de las capas inferiores.

15.11.2.4 *Propiedades en estado fresco*

15.11.2.4.1 La consistencia inicial se deberá evaluar con el método de prueba de flujo de revenimiento NMX-C-472-ONNCCE-2013.

15.11.2.4.2 Se deberá determinar el esfuerzo cortante mediante un reómetro para inspección sobre terreno. Para esta determinación, el molinete del reómetro deberá tener medidas de 100 x 50 mm.

15.11.2.4.3 La edificabilidad se deberá determinar colocando en moldes cúbicos de 50 x 50 mm, una primera capa del concreto, posteriormente una segunda capa y ambas no deben colapsar justo después de haber sido colocados. La medición de esta propiedad no requiere del uso de los moldes cúbicos.

15.11.2.5 *Propiedades en estado endurecido*

15.11.2.5.1 Se aceptará elaborar especímenes de acuerdo con NMX-C-159-ONNCCE-2015. Cubos o extraer los especímenes del elemento impreso.

15.11.2.5.2 Los especímenes obtenidos serán evaluados tanto para la resistencia a la compresión como a la flexión al menos, en las direcciones de las capas longitudinales y perpendiculares de acuerdo con las normas NMX 083-ONNCCE-2020 y NMX-191-ONNCCE-2015 respectivamente.

15.11.2.5.3 Los especímenes se toman directamente de un elemento impreso y se cortan con un esmeril o un equipo similar que permita obtener una porción de pared para obtener especímenes que puedan ser evaluados en el laboratorio. Se debe asegurar las medidas de los especímenes obtenidos de acuerdo con las normas NMX 083-ONNCCE-2020 y NMX-191-ONNCCE-2015.

15.11.2.5.4 Las muestras deben cortarse en las direcciones X y Y para evaluar las resistencias en las orientaciones de ambas capas. Se deben cortar al menos tres muestras de cada tipo.

15.11.2.5.5 La resistencia a la compresión y a la flexión podrán determinarse mediante los métodos estandarizados utilizados para el concreto estructural convencional indicados en 2.2.6 y 2.2.7, respectivamente.

Comentario:

Para los requisitos 15.11.2.5.3 y 15.11.2.5.4 no hay referencia normativa.

15.11.3 *Requisitos de diseño y construcción*

15.11.3.1 Para el diseño de elementos estructurales de concretos para impresión digital son aplicables los criterios para los concretos convencionales y para aplicaciones especiales contenidos en los Capítulos 2 y 6.

15.11.3.2 El diseño y construcción de elementos estructurales se podrá hacer de acuerdo con lo indicado en Capítulo 6, o ser impresos siguiendo las recomendaciones del fabricante, en caso de existir, para los diferentes elementos.

16. CONSTRUCCIÓN

16.1 Alcances

16.1.1 Este capítulo se aplicará a a) a d):

- a) Información de diseño que el Proyectista deberá incluir en el proyecto ejecutivo, según aplique
- b) Requisitos de aceptación que el Proyectista deberá especificar en el proyecto ejecutivo, según aplique
- c) Requisitos de supervisión que el Proyectista deberá especificar en el proyecto ejecutivo, según aplique
- d) Requisitos que los fabricantes, Constructor, subcontratistas y otros actores deberán cumplir durante el proceso de construcción.

16.2 Criterios de diseño

16.2.1 Información en el proyecto ejecutivo

16.2.1.1 En el proyecto ejecutivo, el Proyectista deberá incorporar la información señalada en a) y b):

- a) Referencias de los reglamentos y normas vigentes con base en los cuales se haya desarrollado el diseño
- b) Acciones consideradas para el diseño (permanentes, variables y accidentales).

16.2.2 Información sobre el cumplimiento

16.2.2.1 El Constructor deberá presentar la información necesaria al Director y, en su caso, al Corresponsable, que confirme que el subcontratista especializado, en su caso, cumplió con la parte del proyecto ejecutivo asignado.

16.3 Información de elementos

16.3.1 El proyecto ejecutivo deberá precisar con toda claridad los componentes, ubicación, modulaciones, dimensiones y tolerancias de cada elemento estructural.

16.3.2 El Proyectista deberá especificar las características del concreto a utilizar, además de las intensidades y tipos de muestreo que difieran de las establecidas en esta Norma.

16.4 Materiales a emplear

16.4.1 Todo el concreto empleado deberá cumplir con NMX-C-155-ONNCCE-2014. Además, para el caso de empleo de fibras de acero con NMX-C-488-ONNCCE-2014, fibras poliméricas con NMX-C-537-ONNCCE-2018 y materiales para concreto lanzado empacados, secos y combinados con ASTM C1480-00.

16.4.1.1 Materiales cementantes

16.4.1.1.1 Los cementantes hidráulicos deberán cumplir con NMX-C-414-ONNCCE-2017. Los cementantes alternativos serán permitidos siempre y cuando sean aprobados por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable. Dicha aprobación estará basada en información de ensayos donde se documente que la dosificación propuesta cumple con los requisitos de desempeño, incluyendo los estados límite de falla y de servicio, así como con la durabilidad.

16.4.1.2 Agregados

16.4.1.2.1 Los agregados deberán cumplir con las especificaciones descritas en NMX-C-111-ONNCCE-2018. Se permitirán agregados que no cumplan con esta norma siempre que se haya demostrado mediante ensayos que producen concretos de resistencia, apariencia, funcionalidad y durabilidad adecuadas, además de contar con la autorización del Proyectista.

16.4.1.2.2 Se permitirá emplear agregados provenientes de concreto hidráulico triturado o agregado reciclado si cumple con 2.3.5 y además es aprobado por el Proyectista, el Director y, en su caso, por el Corresponsable con base en documentación que proporcione evidencia de que se cumple a) y b):

- a) El concreto que incorpora el agregado propuesto para la obra ha demostrado que tiene las propiedades mecánicas, apariencia, funcionalidad y durabilidad requeridas en el diseño estructural
- b) Que se lleve a cabo durante la obra un programa de ensayos para comprobar la uniformidad de las propiedades del concreto.

16.4.1.3 Agua de mezclado

16.4.1.3.1 El agua de mezclado deberá cumplir con NMX-C-122-ONNCCE-2019 y NMX-C-283-ONNCCE-2018.

16.4.1.4 Aditivos

16.4.1.4.1 Los aditivos químicos para concreto deberán cumplir con NMX-C-255-ONNCCE-2013.

16.4.1.4.2 Para concretos de más de 120 mm de revenimiento nominal, se deberán usar aditivos reductores de agua o superfluidificantes, para alcanzar el revenimiento especificado, siempre y cuando se realice bajo un procedimiento controlado ya sea en planta o en la obra.

16.4.1.4.3 Se deberá solicitar al fabricante o distribuidor del aditivo información técnica e instrucciones para su almacenamiento, uso correcto y evidencias de su calidad satisfactoria para aprobar su empleo e informar al productor del concreto para su consentimiento.

16.4.1.4.4 No se deberán emplear aditivos, adiciones, ni productos predosificados que contengan polvo de aluminio para fabricar concretos, morteros o lechadas (*grouts* en inglés) que estén en contacto directo con el acero.

16.4.1.5 Materiales componentes

16.4.1.5.1 La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resistencia, rigidez y durabilidad establecidas en el diseño.

16.4.1.5.2 La calidad de todos los materiales componentes del concreto deberá verificarse antes del inicio de la obra y también cuando exista sospecha de cambio en las características de los mismos o haya cambio de las fuentes de suministro. Esta verificación de calidad se realizará a partir de muestras tomadas del sitio de suministro o del almacén del productor de concreto y deberán ser ensayadas en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad. El Director, con el visto bueno del Supervisor, cuando exista, en lugar de esta verificación, podrá admitir la garantía del fabricante del concreto de que los materiales fueron ensayados en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad, y que cumplen con los requisitos establecidos en 2.2 y los que a continuación se indican. En cualquier caso, podrá ordenar la verificación de la calidad de los materiales cuando lo juzgue procedente. En caso de cambios a los materiales especificados en el proyecto ejecutivo, el Proyectista deberá evaluar el impacto del cambio y, en su caso, deberá indicarlo al Director.

16.4.1.5.3 Los materiales pétreos, grava y arena, además de cumplir con los requisitos de NMX-C-111-ONNCCE-2018, deberán cumplir con las modificaciones y adiciones de la tabla 16.4.1.5.3.

Tabla 16.4.1.5.3 – Requisitos adicionales para materiales pétreos

Propiedad	Concreto Clase 1	Concreto Clase 2
Coefficiente volumétrico de la grava, mínimo	0.20	—
Material más fino que la malla F 0.075 (No. 200) en la arena, porcentaje máximo en peso (NMX-C-084-ONNCCE-2018)	15	15
Contracción lineal de los finos (pasan la malla No. 40) de la arena y la grava, en la proporción en que éstas intervienen en el concreto, a partir del límite líquido, porcentaje máximo	2	3

16.4.1.5.4 En adición a la frecuencia de verificación estipulada para todos los materiales componentes en 16.4.1.5.2, los requisitos adicionales de la tabla 16.4.1.5.3 deberán verificarse cuando menos una vez por mes para el concreto Clase 1.

16.4.1.5.5 Los límites correspondientes a estos requisitos especiales pueden modificarse si el fabricante del concreto demuestra, con pruebas realizadas en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad, que con los nuevos valores se obtiene concreto que cumpla con los requisitos de resistencia mecánica, propiedades elásticas y de durabilidad establecidos en esta Norma. En tal caso, los nuevos límites serán los que se apliquen en la verificación de estos requisitos para los agregados específicamente considerados en dichas pruebas.

16.4.1.6 Lechadas o morteros sin contracción (*grouts*)

16.4.1.6.1 Información en el proyecto ejecutivo

16.4.1.6.1.1 Se deberán especificar las características técnicas de las lechadas o morteros sin contracción (*grouts*), considerando a) a d) y e), f) o g), según aplique:

- Base de la lechada o mortero: cementicia o epoxi
- Consistencia del mortero: semifluida o fluida
- Tipo de agregado a utilizar: mineral o metálico
- Límites de los componentes de la lechada o mortero según requerimientos de durabilidad y desempeño
- Para lechadas o morteros sin contracción base cementicia se deberá cumplir con lo indicado en la tabla 16.4.1.6.1.1.e

Tabla 16.4.1.6.1.1.e – Requerimientos para lechadas o morteros sin contracción base cementicia

Propiedad	Método de ensayo	Consistencia semifluida	Consistencia fluida
Resistencia a compresión	ASTM C109 ASTM C1107 sección 11.5	A 3 d: 30 MPa (300 kg/cm ²) A 7 d: 40 MPa (400 kg/cm ²) A 28 d: 60 MPa (600 kg/cm ²)	A 3 d: 25 MPa (250 kg/cm ²) A 7 d: 35 MPa (350 kg/cm ²) A 28 d: 45 MPa (450 kg/cm ²)
Fluidez	ASTM C939 CRD C621 ASTM C1437	120% (mesa de fluidez)	Cono de fluidez: Inicial < 30 s A 30 min < 30 s A 60 min < 35 s
Expansión	ASTM C1090 CRD C621	A 3 d: 0.02% A 7 d: 0.02% A 14 d: 0.03% A 28 d: 0.03%	A 3 d: 0.01% A 7 d: 0.03% A 14 d: 0.05% A 28 d: 0.05%
Tiempo de fraguado	ASTM C191	Inicial: 3 a 5 h Final: 4 a 6 h	

- Para lechadas o morteros sin contracción base cementicia para cables o ductos de postensado se deberá cumplir con lo indicado en la tabla 16.4.1.6.1.1.f

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 16.4.1.6.1.1.f – Requerimientos para lechadas o morteros sin contracción base cementicia para cables o ductos de postensado

Propiedad	Método de ensayo	Consistencia fluida
Resistencia a compresión	ASTM C942	A 7 d: 20 MPa (200 kg/cm ²) A 28 d: 50 MPa (500 kg/cm ²)
Fluidez	ASTM C939	Inicial: 9 a 20 s A 30 min: 9 a 30 s
Expansión en estado endurecido (cambio de altura)	ASTM C1090	A 24 h: 0 a 0.1% A 28 d: 0 a 0.2%
Expansión en estado plástico	ASTM C940	0 a 2% en 3 h
Tiempo de fraguado	ASTM C953	Inicial: 8 a 12 h
Sangrado inducido	ASTM C940	A 5 min: 0 A 3 h: 0
Indicación de penetrabilidad al ion cloruro	ASTM C1202	A 28 d < 2500 C (Coulombs)

g) Para lechadas o morteros sin contracción base epoxi se deberá cumplir con lo indicado en la tabla 16.4.1.6.1.1.g

Tabla 16.4.1.6.1.1.g – Requerimientos para lechadas o morteros sin contracción base epoxi

Propiedad	Método de ensayo	Consistencia normal	Consistencia fluida
Resistencia a compresión	ASTM C579	A 1 d: 70 MPa (700 kg/cm ²) A 7 d: 80 MPa (800 kg/cm ²) A 28 d: 85 MPa (850 kg/cm ²)	A 1 d: 65 MPa (650 kg/cm ²) A 7 d: 80 MPa (800 kg/cm ²) A 28 d: 83 MPa (830 kg/cm ²)
Resistencia a la flexión	ASTM C580	A 1 d: 25 MPa (250 kg/cm ²) A 7 d: 25 MPa (250 kg/cm ²) A 28 d: 30 MPa (300 kg/cm ²)	A 1 d: 20 MPa (200 kg/cm ²) A 7 d: 25 MPa (250 kg/cm ²) A 28 d: 27 MPa (270 kg/cm ²)
Resistencia a la tensión	ASTM C307	A 1 d: 10 MPa (100 kg/cm ²) A 7 d: 11 MPa (110 kg/cm ²) A 28 d: 13 MPa (130 kg/cm ²)	A 1 d: 7 MPa (70 kg/cm ²) A 7 d: 10 MPa (100 kg/cm ²) A 28 d: 13 MPa (130 kg/cm ²)
Resistencia a la adherencia	ASTM C882	A 7 d: 20 MPa (200 kg/cm ²) A 28 d: 24 MPa (240 kg/cm ²)	A 7 d: 19 MPa (190 kg/cm ²) A 28 d: 23 MPa (230 kg/cm ²)
Coefficiente de expansión térmica	ASTM C531	A 7 d: 16×10^{-6} de 296 a 372 K (de 23 a 99°C)	A 7 d: 17×10^{-6} de 296 a 372 K (de 23 a 99°C)
Área de soporte efectivo	ASTM C1329	≥ 95%	≥ 95%
Ventana de trabajabilidad	ICRI	95 min a 296 K (23°C)	65 min a 296 K (23°C)
Pico exotérmico	ASTM C2471	303 K (30°C) a 140 min	308 K (35°C) a 162 min

16.4.1.6.1.2 El uso de lechadas o morteros sin contracción base cementicia se deberá considerar en conexiones sujetas a tensión y compresión para rellenar espacios horizontales y verticales entre miembros prefabricados, proteger conexiones y proporcionar la transferencia de carga. En conexiones sujetas a compresión, la lechada o mortero sin contracción deberá exceder la resistencia a la compresión de los miembros de soporte, en al menos 7 MPa (70 kg/cm²).

16.4.1.6.1.3 Las lechadas o morteros sin contracción base cementicia o base epoxi se deberán usar como soporte de placas base de acero o de placas con llaves de corte de acero.

16.4.1.6.2 Información sobre el cumplimiento

- Las lechadas o morteros sin contracción producidos por empresas de concreto o producidos en obra deberán cumplir con las características especificadas y deberán someterse a los ensayos de control de calidad que verifiquen su cumplimiento
- Las lechadas o morteros sin contracción predosificados deberán cumplir con las características especificadas a través de reportes técnicos certificados con resultados de laboratorio
- Las lechadas o morteros sin contracción que se utilicen para rellenar áreas con refuerzo o donde exista acero, no deberán contener polvo de aluminio ni cloruros en su formulación.

- d) El mezclado de productos predosificados, preparación de la superficie del sustrato de concreto, colocación, control de temperatura, espesores de colocación y curado deberán realizarse de conformidad con las instrucciones del fabricante.

16.4.1.6.3 Para la colocación en obra se deberá cumplir además con los requerimientos de a) a j) siguientes:

- a) Se asegurará de que las superficies a rellenar estén limpias, libres de polvo, aceite o cualquier otro material que pueda afectar la adherencia de la lechada o mortero
- b) Se verificará que la lechada o mortero tenga la consistencia adecuada según las indicaciones del fabricante
- c) Se asegurará que el tipo de lechada o mortero a utilizar sea compatible con los materiales y condiciones específicas de la obra
- d) Se verificará que el método de aplicación de la lechada o mortero se ajuste a las especificaciones y recomendaciones del fabricante
- e) Se asegurará de que todas las áreas estén completamente rellenas y no haya huecos o espacios vacíos que puedan afectar la integridad estructural
- f) Se verificará el tiempo de curado necesario para la lechada o mortero utilizado y se asegurará que se cumpla antes de proceder a la siguiente etapa de la obra
- g) Se verificará que las condiciones ambientales, incluyendo la temperatura y humedad, sean adecuadas para el proceso de curado de la lechada o mortero
- h) Se inspeccionará la obra después del curado para asegurar que no hayan aparecido fisuras o grietas en la lechada o mortero
- i) Se realizarán pruebas de resistencia para asegurar que la lechada o mortero cumple con los requisitos de diseño y especificaciones del proyecto
- j) Se asegurará que se sigan todas las medidas de seguridad adecuadas durante el proceso de aplicación y curado de la lechada o mortero.

Comentario:

La verificación de la calidad de los materiales componentes del concreto antes del inicio de una obra permite seleccionar aquéllos que potencialmente tienen las características requeridas para fabricar la clase de concreto que se ha especificado en el proyecto ejecutivo. En la verificación se hace énfasis en las propiedades directamente relacionadas con la resistencia, rigidez y durabilidad del concreto como se indica en esta Norma.

Pedir que la verificación de la calidad se haga en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad permite tener confianza de que los equipos y métodos de ensayo empleados en la realización de las pruebas son los indicados por las normas respectivas. Sin embargo, en todos los casos es el Director, apoyado por el Supervisor, el que le da validez a los resultados de ese laboratorio. Antes de aprobar, el Proyectista revisa los cambios para autorizarlos.

Limitar el coeficiente volumétrico de la grava triturada que se emplea para el concreto Clase 1 a un valor mínimo de 0.20, permite obtener concretos trabajables con relaciones arena/agregados totales relativamente bajas, con lo que se propicia que el concreto resultante se contraiga menos y, en general, que sea más rígido.

Para el concreto Clase 2 no se especifica ningún límite para el coeficiente volumétrico, porque los agregados gruesos que usualmente se emplean en la Ciudad de México para este concreto (andesitas) tienen formas satisfactorias, con valores de coeficientes volumétricos superiores al mínimo deseable.

El porcentaje de material más fino que la malla F 0.075 (No. 200) que se permite que tenga la arena en la Norma es superior al límite aceptado internacionalmente (5 por ciento) para este material. Lo anterior se hizo ante la imposibilidad de obtener en zonas cercanas a la Ciudad de México arenas de mejor calidad, o de disponer de suficiente agua para permitir su lavado. Sin embargo, a fin de subsanar, aunque sea en parte, el problema que implica el uso de arenas y gravas con altos porcentajes de finos, se trata de evitar el empleo de finos de origen arcilloso, que son los que más detrimento causan en las propiedades del concreto. Esto se logra mediante la limitación de la contracción lineal de los finos de la arena y la grava.

Para determinar la contracción lineal de los finos de la arena y la grava de una muestra representativa de estos materiales, se obtiene por separado los finos que pasan la malla no. 40, se mezclan estos finos en la proporción en que intervienen en la mezcla de concreto y se llevan a la condición de humedad correspondiente al límite líquido, de manera semejante a como se hace con las muestras de suelo. La contracción que presentan estos finos después de secarlos al ambiente hasta que su color cambie de oscuro a claro, y en horno por 18 h a temperatura de 373 a 383 K (100 a 110°C), no deberá exceder los límites especificados en esta Norma, con objeto de que su efecto no propicie detrimento en la calidad del concreto (Mendoza y Mena, 1987).

En esta versión de la Norma se incluyen requisitos de los materiales componentes y de la colocación de morteros fluidos a base de cemento sin contracción (también llamados grout). Se recomienda consultar las publicaciones ACI PRC-351.1 y ACI SPEC-351.4 sobre especificaciones y recomendaciones para su uso. Los requisitos indicados

en 16.4.1.6.1.1.b usualmente incluyen límites sobre contracción o expansión permisibles, límites de cloruros y contenido de yeso (sulfato de calcio deshidratado). Sobre lo señalado en 16.4.1.6.1.1.d, no es común obtener muestras de mortero en casos de aplicación común. Si es el caso, el Proyectista debería especificar el tipo de prueba, edad y frecuencia de muestreo. El ensayo de cubos de 50 mm de arista no siempre se correlaciona con la resistencia en sitio debido a la relación de aspecto y el confinamiento que ocurre durante la colocación en sitio del mortero.

16.5 Requisitos para las mezclas de concreto

16.5.1 Información en el proyecto ejecutivo

16.5.1.1 Además de cumplir con NMX-C-155-ONNCCE-2014, el proyecto ejecutivo deberá incluir los atributos de a) a j):

- a) Resistencia mínima especificada a la compresión del concreto, f'_c
- b) Revenimiento requerido en el sitio de la entrega (NMX-C-156-ONNCCE-2010)
- c) Módulo de elasticidad mínimo del concreto, E_c
- d) La edad de los ensayos, si es diferente de 28 días
- e) Relación máxima a/mc
- f) Tamaño máximo nominal del agregado grueso
- g) Contenido de aire en el sitio de descarga, cuando se especifique concreto con aire incluido
- h) Los demás requisitos de acuerdo con la clasificación de exposición a acciones de deterioro del concreto (véase Capítulo 4)
- i) Requisitos del concreto con fibras de acero si se usan para resistencia a fuerza cortante
- j) Requisitos si se usa concreto lanzado, con tamaño máximo de agregado de 12.7 mm (0.5 pulg)
- k) Densidad de equilibrio del concreto ligero
- l) Fracciones de agregado en mezclas de concreto ligero para calcular λ y ser usado en diseño.

16.5.1.2 Para el caso de la aceptación de la resistencia a la compresión, tanto las edades como el método de ensayo deberán cumplir con NMX-C-083-ONNCCE-2020.

16.5.1.3 La resistencia requerida a la compresión para determinadas edades o etapas de construcción que no sean especificadas por el Proyectista deberán ser presentadas para su revisión por éste.

16.5.1.4 Los criterios de aceptación junto con las tolerancias para la resistencia a la compresión, revenimiento y módulo de elasticidad deberán cumplir con NMX-C-155-ONNCCE-2014.

16.5.2 Información sobre cumplimiento

- a) Someter a revisión la resistencia a compresión de la parte de la estructura no diseñada por el Proyectista
- b) Cumplimiento con los límites especificados del contenido del ion cloruro de acuerdo con 1) o 2):
 - 1) Cálculo del contenido total del ion cloruro de la mezcla de concreto a partir de la medición del contenido total del ion cloruro de los materiales y de las proporciones de la mezcla
 - 2) Cálculo del contenido del ion coluro soluble al agua del concreto endurecido de acuerdo con ASTM C1218 a una edad entre 28 y 42 días
- c) En concreto presforzado, se prohíbe el uso de aditivos que contengan cloruro de calcio
- d) En concreto colocado contra cimbra de acero galvanizado, el máximo contenido de ion cloruro soluble en agua será igual a 0.30 por ciento de masa de los materiales cementantes, a menos que se especifique un límite más conservador
- e) Si se usa concreto ligero que cumpla con la densidad de equilibrio especificada, se determinará y documentará la densidad del concreto fresco (o masa unitaria) de conformidad con NMX-C-162-ONNCCE-2014. Este valor se usará como base de la aceptación del concreto ligero. La frecuencia de muestreo será de acuerdo con 16.7.2.2.3. La densidad será aceptable dentro de un intervalo de $\pm 60 \text{ kg/m}^3$ con respecto de la densidad de equilibrio especificada
- f) Si se usan fibras de acero en el concreto, las fibras cumplirán con NMX-C-488-ONNCCE-2014 y deberán tener una relación longitud a diámetro de al menos 50 y no más de 100
- g) El Constructor deberá mostrar documentalmente la conformidad con f) y con 1) a 4):
 - 1) ASTM C1116
 - 2) Dosificación mínima de 0.4 kN/m^3 (40 kg/m^3) para concreto de peso normal y de 0.6 kN/m^3 (60 kg/m^3) para concreto de peso ligero

- 3) La resistencia residual medida de un ensayo a flexión de acuerdo con NMX-C-535-ONNCCE-2017 al centro del claro y para una deflexión de 1/300 del claro es al menos la mayor de i) y ii):
 - i) 90 por ciento de la resistencia (valor máximo de la carga) obtenida en el ensayo a flexión
 - ii) 90 por ciento de la resistencia correspondiente a $0.62\sqrt{f'_c}$ en MPa ($2\sqrt{f'_c}$ en kg/cm²)
- 4) La resistencia residual medida de un ensayo a flexión de acuerdo con NMX-C-535-ONNCCE-2017 al centro del claro y para una deflexión de 1/150 del claro es al menos la mayor de i) y ii):
 - i) 75 por ciento de la resistencia (valor máximo de la carga) obtenida en el ensayo a flexión
 - ii) 75 por ciento de la resistencia correspondiente a $0.62\sqrt{f'_c}$ en MPa ($2\sqrt{f'_c}$ en kg/cm²).
- h) La aceptación del concreto con fibras en estado endurecido deberá cumplir con 16.7.2.

Comentario:

La densidad de equilibrio del concreto ligero determinada con ASTM C567 es una estimación de la densidad del concreto ligero endurecido suponiendo cierto grado de secado después de la construcción. La densidad de equilibrio se usa para establecer el nivel de protección contra fuego, calcular el peso propio de estructuras o la masa para fines de diseño sísmico, así como para calcular el valor de λ .

Si se usan fibras de acero para resistir fuerza cortante, se tienen requisitos específicos para el concreto reforzado con fibras. El inciso 16.5.1.1.i incluye requisitos de fibras, 16.5.2.f y 16.5.2.g establece criterios de aceptación por ser presentados documentalmente por el Constructor. En 16.5.2.h se establecen los criterios de aceptación de concreto reforzado con fibras en estado endurecido.

La dosificación mínima para concreto ligero está especificada como 0.6 kN/m³ (60 kg/m³) debido a resultados experimentales limitados.

La aceptación de concreto reforzado con fibras se limita a la resistencia a la compresión.

16.6 Criterios y requisitos de supervisión

16.6.1 Se deberá solicitar al productor de concreto los ensayos completos que validen las características de los materiales a utilizar para la elaboración de mezclas de concreto: agua de mezclado, cemento hidráulico, agregados y aditivos, de manera que se verifique cumplan con NMX-C-155-ONNCCE-2014. Esta documentación se deberá presentar al Constructor, Supervisor y Director para su revisión y aprobación. Además, se presentará el certificado de calibración de la planta dosificadora avalado por un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad. Esto siempre antes de usar la mezcla o de efectuar cualquier cambio en la misma. La documentación además deberá incluir registros de ensayos de resistencia de la misma mezcla de concreto utilizada en proyectos anteriores o de las muestras de prueba de laboratorio de la mezcla propuesta.

16.6.2 Tanto para los laboratorios de las plantas productoras de concreto como para aquellos que verifiquen su calidad en obra, deberán presentar al Constructor, Supervisor y Director los certificados vigentes de calibración de sus equipos de prueba avalados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad.

16.7 Concreto

16.7.1 Elaboración del concreto

16.7.1.1 El concreto Clase 1 deberá ser elaborado, dosificado en masa y mezclado y transportado de acuerdo con los requisitos establecidos en NMX-C-155-ONNCCE-2014.

16.7.1.2 El concreto Clase 2, si es premezclado o hecho en obra, deberá satisfacer los requisitos de elaboración de NMX-C-155-ONNCCE-2014.

Comentario:

La norma NOM-C-155-ONNCCE-2014 incluye aspectos relacionados con los requisitos para los equipos de dosificación, mezclado, transporte y entrega de concreto, que son aplicables tanto a los concretos premezclados como a los hechos en obra.

16.7.1.3 Requisitos, control y cumplimiento del concreto fresco

16.7.1.3.1 Al concreto en estado fresco, antes de su colocación en las cimbras, se le harán pruebas para verificar que cumple con los requisitos de revenimiento y peso volumétrico. Estas pruebas se realizarán al concreto muestreado en obra, por un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad, con las frecuencias de la tabla 16.7.3.1, como mínimo. En caso de que no se cumpla con alguno de estos requisitos el Constructor, el Supervisor y/o el Director deberán rechazar la entrega o revoltura y dejar registro del evento.

Tabla 16.7.3.1 - Frecuencia mínima para toma de muestras de concreto fresco

Prueba y método	Concreto Clase 1	Concreto Clase 2
Revenimiento (NMX-C-156-ONNCCE-2010)	Una vez por cada entrega, si es premezclado	Una vez por cada entrega, si es premezclado
	Una vez por cada revoltura, si es hecho en obra	Una vez por cada 5 revolturas, si es hecho en obra.
Peso volumétrico (NMX-C-162-ONNCCE-2014)	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 20 m ³ de concreto	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 40 m ³ de concreto

16.7.1.3.2 El revenimiento será el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo y para que pueda bombearse en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio. El revenimiento nominal de los concretos no será mayor que 120 mm.

16.7.1.3.2.1 Para permitir la colocación del concreto en condiciones difíciles, o para que pueda ser bombeado, se permitirá aumentar el revenimiento nominal hasta un máximo de 180 mm, mediante el uso de aditivo superfluidificante, de manera que no se incremente el contenido unitario de agua. En tal caso, la verificación del revenimiento se realizará en la obra antes y después de incorporar el aditivo superfluidificante, comparando con los valores nominales de 120 y 180 mm, respectivamente. Las demás propiedades, incluyendo las del concreto endurecido, se determinarán en muestras que ya incluyan dicho aditivo.

16.7.1.3.3 El Constructor, con el visto bueno del Supervisor si existe, podrá autorizar la incorporación del aditivo superfluidificante en la planta de premezclado para cumplir con revenimientos nominales mayores que 120 mm. El Supervisor y, en su caso, el Director estarán facultados para inspeccionar tal operación en la planta cuando lo juzgue procedente.

16.7.1.3.4 Si el concreto es premezclado y se surte con un revenimiento nominal mayor que 120 mm, deberá ser entregado con un comprobante de incorporación del aditivo en planta; en la obra se medirá el revenimiento para compararlo con el nominal máximo de 180 mm.

16.7.1.3.5 Para que el concreto cumpla con el requisito de revenimiento, su valor determinado deberá concordar con el nominal especificado, con las tolerancias indicadas en la tabla 16.7.1.3.5. Estas tolerancias también se aplican a los valores nominales máximos de 120 y 180 mm.

Tabla 16.7.1.3.5 - Tolerancias para revenimientos medidos en obra

Revenimiento nominal, mm	Tolerancia, mm
Menor que 50	± 15
50 a 100	± 25
Mayor que 100	± 35

16.7.1.3.6 Para el caso de concretos autocompactantes, la determinación de la consistencia del concreto se realizará de acuerdo con la norma NMX-C-472-ONNCCE-2013.

16.7.1.3.7 El revenimiento del concreto deberá estar dentro de los valores permisibles, durante los primeros 30 min medidos a partir de que llega a la obra, de acuerdo con NMX-C-155-ONNCCE-2014.

16.7.1.3.8 Para que el concreto cumpla con el requisito de peso volumétrico en estado fresco o endurecido, su valor determinado deberá ser mayor que 22 kN/m³ (2 200 kg/m³) para el concreto Clase 1, y no menor que 19 kN/m³ (1 900 kg/m³) para el concreto Clase 2.

Comentario:

Las frecuencias de muestreo propuestas para las pruebas de revenimiento y peso volumétrico permiten identificar aquellas mezclas que tienen pocas probabilidades de alcanzar las características especificadas del concreto, en una etapa en que se puede evitar la colocación de concreto de calidad deficiente en la estructura.

Con la aparición en el mercado de aditivos superfluidificantes de larga duración, se presenta la posibilidad de incorporar estos aditivos en planta con las ventajas de tener un mejor control en su dosificación. Como inconveniente se tiene el que no se pueda verificar el revenimiento del concreto antes de la incorporación del aditivo.

La prueba de peso volumétrico resulta ser una verificación muy sencilla de realizar para discriminar entre un concreto de Clase 1 o 2. Debido a que el volumen de concreto que se maneja en la prueba es pequeño, se recomienda tener cuidado especial en la calibración del equipo.

16.7.2 Requisitos, control y cumplimiento del concreto endurecido

16.7.2.1 Resistencia media de diseño de la mezcla de concreto

16.7.2.1.1 La resistencia media a la compresión requerida, $\overline{f_c}$ usada como base para la dosificación del concreto deberá ser igual al mayor valor determinado según la tabla 16.7.2.1.1, empleando el valor de desviación estándar, σ .

Tabla 16.7.2.1.1 - Resistencia a la compresión media requerida

Clase de concreto	Resistencia a la compresión especificada, MPa (kg/cm ²)	Resistencia a la compresión promedio requerida, MPa (kg/cm ²)
1	$f_c' < 40$ ($f_c' < 400$)	$\overline{f_c} = f_c' + 1.34\sigma$
		$\overline{f_c} = f_c' + 2.33\sigma - 3.5$
		$(\overline{f_c} = f_c' + 2.33\sigma - 35)$
	$f_c' \geq 40$ ($f_c' \geq 400$)	$\overline{f_c} = f_c' + 1.34\sigma$
		$\overline{f_c} = 0.9f_c' + 2.33\sigma$
2	$20 \leq f_c' \leq 25$ ($200 \leq f_c' \leq 250$)	$\overline{f_c} = f_c' + 1.34\sigma - 17$
		$(\overline{f_c} = f_c' + 1.34\sigma - 17)$
		$\overline{f_c} = f_c' + 2.33\sigma - 5.0$
		$(\overline{f_c} = f_c' + 2.33\sigma - 50)$

16.7.2.1.2 El control de calidad en la producción de concreto deberá cumplir con las condiciones de que cada promedio aritmético de tres ensayos de resistencia consecutivos es igual o superior a f_c' y, ser el requerido para que la desviación estándar sea igual o menor que 3.5 MPa (35 kg/cm²) para f_c' menor que 40 MPa (400 kg/cm²) e igual o menor que $0.1f_c'$ para concretos con f_c' mayor o igual a 40 MPa (400 kg/cm²).

16.7.2.1.3 Para los concretos Clase 1A con $25 \leq f_c' < 40$ MPa ($250 \leq f_c' < 400$ kg/cm²), la resistencia a compresión requerida, para que se cumpla la condición de que ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas es menor que f_c' deberá satisfacer la ecuación $\overline{f_c} = f_c' + 1.34\sigma$. La ecuación $\overline{f_c} = f_c' + 2.33\sigma - 3.5$ MPa ($\overline{f_c} = f_c' + 2.33\sigma - 35$ kg/cm²) permite que se cumpla con la condición de que ninguna muestra tiene una resistencia inferior a $f_c' - 3.5$ MPa ($f_c' - 35$ kg/cm²). Como se requiere que se cumpla al mismo tiempo ambas condiciones, se toma el valor mayor de $\overline{f_c}$ que se obtenga.

16.7.2.1.4 Para los concretos Clase 1B con $40 \leq f_c' < 70$ MPa ($400 \leq f_c' < 700$ kg/cm²), la resistencia a compresión requerida, para que se cumpla la condición de que ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas es menor que f_c' , deberá satisfacer la ecuación $\overline{f_c} = f_c' + 1.34\sigma$. Para que se satisfaga la condición de que ninguna muestra tiene una resistencia inferior a $0.9f_c'$, se requiere que $\overline{f_c} = 0.9f_c' + 2.33\sigma$.

16.7.2.1.5 Para los concretos Clase 2 con $20 \leq f_c' \leq 25$ MPa ($200 \leq f_c' \leq 250$ kg/cm²), la desviación estándar σ se tomará igual a 3.3 MPa (33 kg/cm²).

16.7.2.1.6 La ecuación $\bar{f}_c = f_c' + 1.34\sigma - 1.7$ MPa ($\bar{f}_c = f_c' + 1.34\sigma - 17$ kg/cm²) permite que se satisfaga la condición del promedio de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas y la ecuación $\bar{f}_c = f_c' + 2.33\sigma - 5.0$ MPa ($\bar{f}_c = f_c' + 2.33\sigma - 50$ kg/cm²) permite que se cumpla la condición de que ninguna muestra tiene una resistencia inferior a $f_c' - 5.0$ MPa ($f_c' - 50$ kg/cm²).

Comentario:

La resistencia media de diseño de la mezcla de concreto se determina en función de la probabilidad requerida para alcanzar la resistencia nominal del concreto (f_c') y de la desviación estándar obtenida en la producción de concreto, σ .

Para el concreto Clase 1 (subclases 1A y 1B), se acepta que la probabilidad de no alcanzar f_c' sea de 10 por ciento y que la desviación estándar supuesta para el concreto Clase 1A, es de 3.3 MPa (33 kg/cm²) y para el Clase 1B, la desviación estándar es $\sigma = 0.1f_c'$.

Para el concreto Clase 2, se acepta que la probabilidad de no alcanzar f_c' sea de 20 por ciento y la desviación estándar sea igual a 3.3 MPa (33 kg/cm²).

Para concretos especificados con f_c' mayor que 55 MPa (550 kg/cm²) se deberá consultar ACI 363.2R-11.

16.7.2.2 Resistencia a compresión del concreto

16.7.2.2.1 La calidad del concreto endurecido se verificará en obra mediante pruebas de resistencia a compresión en cilindros, o en cubos o prismas si se cuenta con la equivalencia de resistencia a compresión, que sean elaborados, curados y probados de acuerdo con NMX-C-159-ONNCCE-2016 y NMX-C-083-ONNCCE-2020, en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad.

16.7.2.2.2 Cuando la mezcla de concreto se diseñe para obtener la resistencia especificada a edades diferentes a 28 días, la resistencia se verificará a la edad solicitada; de lo contrario, las pruebas deberán efectuarse a los 28 días de edad.

16.7.2.2.3 Para verificar la resistencia a compresión de concreto de las mismas características y nivel de resistencia se deberá cumplir con a) a c) según corresponda:

- Para el caso de cimentaciones se tomará como mínimo una muestra por cada día de colado, pero al menos una por cada 40 m³ o fracción, si la planta que suministra el concreto tiene un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad dentro de ella, o cada 28 m³ o fracción si la planta carece de un laboratorio acreditado dentro de ella
- Cuando el concreto se emplea para el colado de columnas, se tomará por lo menos una muestra por cada entrega
- Para vigas, losas y muros, cada 20 m³ o fracción, por cada día de colado y para cada diseño de concreto.

16.7.2.2.3.1 Quien suministre el concreto deberá presentar al Constructor y al Supervisor la documentación que avale la existencia, o no, de un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad que verifique la producción de concreto que se suministre al proyecto.

16.7.2.2.4 De cada muestra se elaborarán y ensayarán al menos dos cilindros; se entenderá por resistencia de una muestra el promedio de las resistencias de los cilindros que se elaboren de ella.

16.7.2.2.5 Para el concreto Clase 1A, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, si ninguna muestra da una resistencia inferior a $f_c' - 3.5$ MPa ($f_c' - 35$ kg/cm²), y, además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que f_c' .

16.7.2.2.6 Para el concreto Clase 1B, se aceptará que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, si ninguna muestra da una resistencia inferior a $0.9f_c'$ y, además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que f_c' .

16.7.2.2.7 Para el concreto Clase 2, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con f_c' si ninguna muestra da una resistencia inferior a $f_c' - 5$ MPa ($f_c' - 50$ kg/cm²), y, además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que $f_c' - 1.7$ MPa ($f_c' - 17$ kg/cm²).

16.6.2.2.8 Si sólo se cuenta con dos muestras, el promedio de las resistencias de ambas no será inferior a $f_c' - 0.36\sigma$ (MPa o kg/cm²) para concretos Clase 1 de cualquier resistencia a la compresión especificada, ni a $f_c' - 2.6$ MPa ($f_c' - 26$ kg/cm²) para Clase 2; además, se deberá cumplir con el respectivo requisito concerniente a las muestras consideradas individualmente.

16.7.2.2.9 Cuando el concreto no cumpla con el requisito de resistencia de 16.7.2.2.5 a 16.7.2.2.8, según corresponda, el Proyectista revisará y en su caso modificará el diseño. El Director y, en su caso, el Corresponsable, aprobarán los ajustes. Estas medidas estarán basadas principalmente en el buen criterio de los responsables mencionados; como factores de juicio deberán considerarse, entre otros, el tipo de elemento en que no se alcanzó el nivel de resistencia especificado, el monto del déficit de resistencia y el número de muestras o grupos de ellas que no cumplieron. En ocasiones deberá revisarse el diseño estructural a fin de considerar la posibilidad de que la resistencia que se obtuvo sea suficiente.

16.7.2.2.10 Si subsiste duda sobre la seguridad de la estructura, se podrán extraer y ensayar corazones, de acuerdo con NMX-C-169-ONNCCE-2009, del concreto en la zona representada por los cilindros que no cumplieron. Se probarán tres corazones por cada incumplimiento con la calidad especificada. La humedad de los corazones al probarse deberá ser representativa de la que tenga la estructura en condiciones de servicio.

16.7.2.2.11 El concreto Clase 1A o 1B representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que $0.85f_c'$ y la resistencia de ningún corazón es menor que $0.75f_c'$. El concreto Clase 2 representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que $0.80f_c'$ y la resistencia de ningún corazón es menor que $0.70f_c'$.

16.7.2.2.11.1 Para comprobar que los especímenes se extrajeron y ensayaron correctamente, se permite probar nuevos corazones de las zonas representadas por aquellos que hayan dado resistencias erráticas. Si la resistencia de los corazones ensayados no cumple con el criterio de aceptación que se ha descrito, el Proyectista en cuestión nuevamente deberá decidir conjuntamente con el Director y, en su caso, el Corresponsable, a su juicio y responsabilidad, las medidas que han de tomarse.

16.7.2.2.11.2 Se aceptará reforzar (rehabilitar) la estructura hasta lograr la resistencia necesaria de acuerdo con la NTC-Evaluación y Rehabilitación. También se admitirá realizar pruebas de carga en elementos no destinados a resistir sismo, u ordenar la demolición de la zona de resistencia escasa, etc.

16.7.2.2.12 Si el concreto se compra ya elaborado, en el contrato de compraventa se establecerán, de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor, las responsabilidades del fabricante en caso de que el concreto no cumpla con el requisito de resistencia.

16.7.2.2.13 Si la relación longitud a diámetro del corazón es inferior a dos, pero mayor que uno, se hace la corrección apropiada para la relación longitud a diámetro obtenida, multiplicando la resistencia a compresión alcanzada por los factores indicados en la tabla 16.7.2.2.13. No se ensayarán corazones que tengan su longitud inferior a 95 por ciento de su diámetro, antes del cabeceo, o inferior a su diámetro, después del cabeceo.

Tabla 16.7.2.2.13 - Relación longitud a diámetro del corazón

Relación longitud a diámetro del corazón	Factor de corrección por resistencia
2.00	1.00
1.75	0.98
1.50	0.96

Para valores intermedios, se aceptará interpolar linealmente.

Comentario:

Si se utilizan cilindros curados en el sitio de acuerdo con NMX-B-159-ONNCCE-2016 para verificar la resistencia en sitio del concreto a una etapa de construcción seleccionada, es necesario proveer un criterio de aceptación.

La verificación del cumplimiento con el requisito de resistencia a compresión se basa en la probabilidad de no alcanzar la resistencia especificada de 10 por ciento para el concreto Clase 1 (1A o 1B) y 20 por ciento para el concreto Clase 2. Para ambos, se parte de la hipótesis de que la desviación estándar de los resultados de ensayo es independiente del nivel de resistencia e igual a 3.3 MPa (33 kg/cm²), y de que la regla de verificación conduce a una probabilidad de 2.3 por ciento de que a un productor le sea rechazado su concreto cuando cumple en el límite con la calidad especificada (Meli y Mendoza, 1991). Al Clase 1B se le da el mismo tratamiento que al concreto Clase 1A.

El objeto de especificar una resistencia mínima en las muestras individuales es evitar que en la estructura quede alguna zona que, aunque de poca extensión, sea demasiado débil; por otra parte, cumplir con la regla del promedio de las muestras evita que quede alguna zona de cierta extensión que, aunque no tan débil como en el caso anterior, tenga resistencia media baja. Ambas situaciones son indeseables para la seguridad de la estructura.

En la evaluación de la resistencia del concreto en la estructura a partir de ensayos de corazones hay que tener presente que conviene que el diámetro de los corazones sea igual o mayor que tres veces el tamaño máximo del agregado grueso, y que esta relación nunca sea menor que dos veces ese tamaño. Cabe mencionar que la relación diámetro/tamaño máximo del agregado grueso influye en forma importante en la resistencia a compresión que se alcanza en el corazón y que ésta es menor mientras más pequeña es dicha relación (Mendoza, 1991).

Estos factores de corrección son aplicables a concretos de peso normal y a concretos ligeros con pesos volumétricos comprendidos entre 16 y 19 kN/m³ (1 600 y 1 900 kg/m³), y, en ambos casos, resistencias a compresión de entre 15 y 70 MPa (150 y 700 kg/cm²). Se aplican indistintamente a concretos que se ensayan en condición seca o húmeda.

Para que los corazones estén en condición "seca" se requiere dejarlos expuestos al aire por un lapso de 7 días a una temperatura comprendida entre 288 y 300 K (15 y 27°C) y a una humedad relativa inferior a 60 por ciento; el ensayo se realiza en esta condición. Para la condición húmeda, los corazones se sumergen en agua saturada con cal a 296 ± 1.7 K (23 ± 1.7°C), al menos por las 40 h previas a su ensayo, y se prueban inmediatamente después de retirarlos del agua. Durante el lapso comprendido entre su remoción del agua y su ensayo, los corazones se conservan en condición húmeda, cubriéndolos con una manta absorbente saturada de agua.

Los valores $0.85f_c'$ y $0.75f_c'$ que se emplean en la evaluación de la resistencia a compresión del concreto Clase 1A y 1B por medio de corazones, corresponden a los mínimos de una distribución normal de probabilidades para valores medios de tres resultados de ensayo y para valores individuales, respectivamente. Para el concreto Clase 2, las resistencias mínimas de los corazones correspondientes al valor medio de tres resultados de ensayo y a las resistencias individuales son $0.80f_c'$ y $0.70f_c'$, respectivamente. Para estos concretos y reglas de verificación, se considera una desviación estándar de 4.5 MPa (45 kg/cm²) y una probabilidad de no alcanzar las resistencias mínimas de 2.5 por ciento (Mendoza, 1991).

Alternativamente se pueden usar otros procedimientos de evaluación de la resistencia del concreto endurecido, como la resistencia a penetración (de acuerdo con ASTM C803), la resistencia al desprendimiento (ASTM C900), el índice de madurez y su correlación con ASTM C1074 y el método basado en curado y temperatura de AASHTO R72-16.

16.7.2.3 Módulo de elasticidad del concreto

16.7.2.3.1 El concreto deberá cumplir con el requisito de módulo de elasticidad especificado en la tabla 16.7.2.3.1. En el cálculo del módulo de elasticidad mínimo especificado, se deberá emplear el valor de f_c' determinado conjuntamente con el ensayo de módulo de elasticidad, a la misma edad. Deberá cumplirse tanto el requisito relativo a una muestra cualquiera, como el que se refiere a los conjuntos de dos muestras consecutivas.

Tabla 16.7.2.3.1 - Requisitos para el módulo de elasticidad

	Módulo de elasticidad a 28 días de edad, MPa (kg/cm ²), mínimo				
	Clase 1A		Clase 1B (Alta resistencia)		Clase 2
	Caliza ^[1]	Basalto ^[1]	Caliza ^[1]	Basalto ^[1]	Andesita ^[1]
Una muestra cualquiera	$4\,000\sqrt{f_c'}$ ($12\,700\sqrt{f_c'}$)	$3\,100\sqrt{f_c'}$ ($9\,700\sqrt{f_c'}$)	$2\,700\sqrt{f_c'}+8\,500$ ($8\,500\sqrt{f_c'}+84\,800$)	$2\,700\sqrt{f_c'}+3\,300$ ($8\,500\sqrt{f_c'}+33\,200$)	$2\,200\sqrt{f_c'}$ ($7\,000\sqrt{f_c'}$)
Además, promedio de todos los conjuntos de dos muestras consecutivas	$4\,300\sqrt{f_c'}$ ($13\,500\sqrt{f_c'}$)	$3\,300\sqrt{f_c'}$ ($10\,500\sqrt{f_c'}$)	$2\,700\sqrt{f_c'}+10\,100$ ($8\,500\sqrt{f_c'}+101\,100$)	$2\,700\sqrt{f_c'}+4\,400$ ($8\,500\sqrt{f_c'}+44\,100$)	$2\,300\sqrt{f_c'}$ ($7\,400\sqrt{f_c'}$)

^[1]Agregado grueso

16.7.2.3.2 Para la verificación anterior se tomará una muestra por cada 100 m³, o fracción de concreto y para cada tipo de concreto, no siendo menor que dos muestras en una cierta obra. De cada muestra se fabricarán y ensayarán al menos tres especímenes. Se considerará como módulo de elasticidad de una muestra, el promedio de los módulos de los tres especímenes elaborados con ella. El módulo de elasticidad se determinará según NMX-C-128-ONNCCE-2013.

16.7.2.3.3 El Proyectista estará obligado a exigir la verificación del módulo de elasticidad y podrá requerir su verificación en obra, así como la garantía escrita del fabricante de que el concreto cumple con NMX-C-155-ONNCCE-2014. En dado caso, la verificación se realizará en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad.

16.7.2.3.3.1 Cuando el concreto no cumpla con el requisito de 16.7.2.3.1, el Supervisor informará al Proyectista, quien evaluará las consecuencias de la falta de cumplimiento y en conjunto con el Director y, en su caso, el Corresponsable determinarán las medidas que deberán tomarse.

16.7.2.3.3.2 Si el concreto se compra premezclado, en el contrato de compraventa se establecerán, de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor, las responsabilidades del fabricante por incumplimiento del requisito antedicho.

Comentario:

La verificación del cumplimiento con el módulo de elasticidad parte de considerar una probabilidad de 10 por ciento de tener resultados inferiores a los siguientes valores nominales: concreto Clase 1, $4\ 400\sqrt{f_c}$, MPa ($14\ 000\sqrt{f_c}$, kg/cm²) para los concretos de caliza y $3\ 500\sqrt{f_c}$, MPa ($11\ 000\sqrt{f_c}$, kg/cm²) para los de basalto; y de 20 por ciento de resultados inferiores a $2\ 500\sqrt{f_c}$, MPa ($8\ 000\sqrt{f_c}$, kg/cm²) para el Clase 2. La desviación estándar de la distribución de probabilidades para los concretos Clase 1 se supuso igual a $380\sqrt{f_c}$, MPa ($1\ 200\sqrt{f_c}$, kg/cm²) y para Clase 2 a $220\sqrt{f_c}$, MPa ($700\sqrt{f_c}$, kg/cm²). La regla de verificación se establece en esta Norma con una probabilidad de tener valores inferiores a los mínimos estipulados de 1 en 100.

Al concreto de Clase 1B se le dio el mismo tratamiento que al concreto Clase 1A, pero las desviaciones estándar estimadas para el módulo de elasticidad fueron de 2 400 MPa (24 000 kg/cm²) para los concreto de caliza y 1 600 MPa (16 000 kg/cm²) para los de basalto.

Debido a que la dispersión de los resultados de ensayo en la prueba del módulo de elasticidad es mayor que la alcanzada en la prueba de resistencia a compresión, se pide que en la determinación del módulo de elasticidad se empleen al menos tres especímenes.

16.7.3 Transporte del concreto

16.7.3.1 Los métodos que se empleen para transportar el concreto serán tales que eviten la segregación o pérdida de sus ingredientes.

Comentario:

El transporte requiere ser suficientemente rápido para evitar pérdida de revenimiento antes de ser colocado y suficientemente eficaz para evitar que haya segregación y pérdida de mortero y lechada (NMX-C-155-ONNCCE-2014). Existen diversos medios y equipos para transportar concreto; para la elección del más apropiado se requiere tomar en cuenta los siguientes aspectos: volumen de concreto a transportar, distancias mínimas y máximas, consistencia del concreto (revenimiento), tamaño máximo del agregado en la mezcla, accesibilidad para colocar el concreto dentro de las cimbras y el tiempo disponible para realizar esta operación.

Los medios de transporte más empleados son los siguientes:

a) Carretillas y vagonetas, manuales o mecanizadas. Para mover volúmenes reducidos en distancias cortas, se requiere utilizar ruedas neumáticas y habilitar vías de tránsito. La distancia máxima de entrega para el equipo mecanizado es de 120 m y para equipos manuales de 60 m

b) Camiones de caja fija con o sin agitador. El tiempo de entrega es de 30 a 45 min, deberán usarse cubiertas protectoras y jamás agregar agua en la caja del camión. No se deberán transportar mezclas con revenimiento superior a 70 mm en este tipo de vehículo

c) Camiones con tambor giratorio (camiones mezcladores). No operan cuando las mezclas son demasiado secas. Cuando se emplea este tipo de vehículos se observan los requisitos indicados en NMX-C-155-ONNCCE-2014

d) Bandas transportadoras. Son excelentes con mezclas plásticas (revenimiento de 60 a 80 mm) pero como son equipos especializados, se necesita consultar la información técnica del fabricante

e) Bombas neumáticas o de pistones. Su desempeño es satisfactorio con mezclas cohesivas con revenimiento entre 90 y 150 mm.

16.7.4 Colocación y compactación del concreto

16.7.4.1 Los procedimientos de colocación y compactación serán tales que aseguren una densidad uniforme del concreto y eviten la formación de quequedades.

16.7.4.2 El lugar en el que se colocará el concreto deberá cumplir con los atributos a) a e) siguientes:

- a) Estar libre de material suelto, como partículas de roca, polvo, clavos, tornillos, tuercas, basura, etc.
- b) Los moldes que recibirán al concreto deberán estar firmemente sujetos
- c) Las superficies de mampostería que vayan a estar en contacto con el concreto deberán humedecerse previamente al colado. Si la mampostería es de arcilla, se aceptará que su superficie sea seca y saturada 2 h antes del colado. Si es de concreto, sólo se deberá rociar con agua superficialmente
- d) El acero de refuerzo deberá estar completamente limpio y adecuadamente colocado y sujeto
- e) No deberá existir agua en el lugar del colado, a menos que se hayan tomado las medidas necesarias para colar concreto en agua.

16.7.4.3 No se permitirá la colocación de concreto contaminado con materia orgánica.

16.7.4.4 El concreto se vaciará en la zona del molde donde vaya a quedar en definitiva y se compactará con picado, vibrado o apisonado. El concreto autocompactante se compactará mediante su propio peso.

16.7.4.5 No se permitirá trasladar el concreto mediante el vibrado.

16.7.4.6 Si a la llegada del concreto a la obra su revenimiento es menor que el especificado, es válido utilizar aditivos para alcanzar los requerimientos especificados de acuerdo con NMX-C-155-ONNCCE-2014. Si durante la colocación el concreto ha perdido su trabajabilidad inicial, al grado que no pueda ser distribuido y compactado correctamente, deberá detenerse el proceso y ser descartado el concreto suministrado. En ningún caso se aceptará añadir agua al concreto premezclado que llega a la obra.

Comentario:

No se recomienda depositar el concreto con impacto en cimbras, ya que se propicia la segregación. En la colocación del concreto, la altura máxima de caída libre se sugiere sea 1.5 m, excepto cuando se usan elementos amortiguadores de la caída. Se requiere evitar la formación de juntas frías entre dos capas sucesivas de concreto; para ello, es necesario que el espesor de las capas horizontales no exceda de 500 mm y que, durante el vibrado de la capa superior, el vibrador penetre en la capa colocada previamente. Es recomendable el uso de un embudo de longitud aproximada de 600 mm para lograr que el concreto baje verticalmente.

La compactación permite hacer fluir al concreto recién colocado dentro de las cimbras para llenar todo el espacio confinado por las mismas y darles la máxima compacidad posible. Para lograrlo, se requiere someterlo a vibraciones de frecuencias superiores a 3000 revoluciones por minuto. Los equipos vibradores pueden ser de inmersión, externos o de superficie, accionados por medio de electricidad, aceite a presión o gasolina.

El vibrador requiere introducirse rápidamente y extraerse del concreto con lentitud, en dirección vertical y a distancias regulares. El tiempo que el vibrador ha de permanecer dentro del concreto en cada inserción depende de su consistencia; se comienza a extraer en el momento en que la superficie del concreto adquiere brillo por efecto del flujo de lechada. Es importante evitar vibrar el concreto en exceso, o desplazarlo lateralmente mediante la aplicación inclinada del vibrador, porque se produce segregación.

16.7.5 Temperatura del concreto

16.7.5.1 Cuando la temperatura ambiente durante el colado sea inferior a 278 K (5°C), se tomarán las precauciones especiales tendientes a contrarrestar el descenso en resistencia y el retardo en endurecimiento, y se verificará que estas características no hayan sido desfavorablemente afectadas.

16.7.5.2 En clima cálido, será aceptable que la temperatura de colocación del concreto sea aproximadamente entre 297 y 311 K (24 y 38°C).

16.7.5.3 Mezclas de prueba deberán realizarse a la temperatura límite seleccionada o a la temperatura máxima esperada en la obra. En proyectos con diseño de mezclas que contienen elementos para reducir el sangrado es prudente, además de una reunión previa al colado, complementarla con una muestra a escala del elemento a colar.

16.7.5.4 La información que deberá contener el proyecto ejecutivo en torno a la temperatura para la colocación del concreto son las limitaciones para su suministro y colocación en climas tanto fríos como cálidos.

Comentario:

En climas fríos, para que el concreto adquiera las propiedades mecánicas esperadas, se recomienda que el constructor coloque y mantenga la temperatura del concreto colocado arriba de los límites mínimos indicados en la tabla C16.7.5.4. Para el caso de climas cálidos, se pueden adoptar las recomendaciones del documento ACI 305R-20.

Tabla C16.7.5.4 - Requisitos de temperatura para climas fríos

Temperatura ambiente		Temperatura mínima del concreto			
		Secciones delgadas y losas sobre pisos		Secciones gruesas y concreto masivo	
K	°C	K	°C	K	°C
280 a 270	7 a -3	289	16	283	10
270 a 225	-3 a -18	291	18	286	13
Menor que 255	Menor que -18	294	21	289	16

16.7.6 Concreto lanzado

16.7.6.1 El concreto lanzado o aplicado neumáticamente satisfará los requisitos de compacidad, resistencia y demás propiedades que especifique el proyecto ejecutivo. Se aplicará perpendicularmente a la superficie en cuestión, la cual deberá estar limpia y saturada superficialmente seca.

16.7.6.2 Colocación

16.7.6.2.1 Las superficies de concreto lanzado a las cuales se le van a aplicar otras capas de concreto lanzado deben hacerse rugosas con una amplitud de aproximadamente 6 mm antes de que el concreto lanzado llegue a su fraguado final.

16.7.6.2.2 Antes de colocar material adicional sobre una superficie de concreto lanzado endurecido, la lechada deberá retirarse, las juntas deben limpiarse y la superficie deberá humedecerse.

16.7.6.2.3 El concreto lanzado fresco en sitio que exhibe hendimientos, desprendimientos, segregación, hormigueros o bolsas de arena deberá removerse y reemplazarse.

16.7.6.2.4 Todo el concreto lanzado deberá ser colocado por un operario de lanzado certificado por un programa reconocido por el Instituto.

16.7.6.2.5 Si se requieren paneles de muestra de concreto lanzado específicos para el proyecto, todo operario de boquilla deberá demostrar su habilidad para producir un panel de muestra de concreto lanzado que sea aprobado.

16.7.6.3 Control de calidad

16.7.6.3.1 Además de que el diseño de mezcla de concreto lanzado deberá cumplir con todos los requisitos de un concreto convencional, se deben observar las condiciones a) a d) en su colocación:

- Previo al proceso de colocación deberá de llevarse a cabo un panel de ensayo que contenga las mismas características de la superficie en donde se colocará el concreto lanzado. Además, este panel deberá de ser trabajado por el mismo operario de boquilla que llevará a cabo los trabajos en el sitio y que deberá contar con la experiencia y competencias suficientes para realizar el trabajo. La evaluación de la conformidad de este procedimiento correrá a cargo del Proyectista y del Director, así como del Corresponsable, cuando se requiera
- Para verificar la resistencia a la compresión del concreto lanzado se deberán de obtener al menos tres núcleos de 75 mm de diámetro nominal tomados de un panel de ensayo, preparados de acuerdo con la norma NMX-C-169-ONNCCE-2009 y ensayados a 28 días
- Se deberá preparar un panel de ensayo para cada mezcla y cada operario de boquilla por lo menos una vez al día o por cada 40 m³ de concreto, lo que conduzca al mayor número de paneles

- d) La resistencia a la compresión de tres núcleos de un mismo panel de ensayo no deberá de ser menor que $0.85f'_c$ y ningún núcleo individual tener una resistencia menor que $0.75f'_c$.

Comentario:

Existen disponibles varios procedimientos de certificación para operadores de boquilla de concreto lanzado. Uno de ellos es el establecido en ACI CCS-4S (08).

16.7.7 Curado del concreto

16.7.7.1 Información de diseño

- a) El número de especímenes y frecuencia de muestreo si se requieren ensayos adicionales para verificar la idoneidad del proceso de curado y protección.

16.7.7.2 Información sobre cumplimiento

- a) Con excepción de lo requerido en 16.7.7.2.b y 16.7.7.2.c., el concreto deberá mantenerse en una condición que retenga el agua en el concreto con la duración establecida en 1) o 2):
- 1) El concreto de alta resistencia inicial (con cemento CPO 40R) a una temperatura de al menos 283 K (10° C) durante de al menos 3 días. En caso de otros tipos de concreto, a una temperatura de al menos 283 K (10° C) durante al menos 7 días
 - 2) Se permitirá terminar el curado cuando la resistencia en sitio del concreto, estimada mediante un método propuesto por el Proyectista y aprobado por el Director, alcance al menos $0.75f'_c$.
- b) El concreto de elementos clasificados como D, de acuerdo con el Capítulo 4, se deberá mantener en una condición que retenga el agua con la duración establecida en 1) o 2):
- 1) Durante 14 días a una temperatura de al menos 283 K (10° C)
 - 2) Hasta que la resistencia en sitio del concreto, estimada mediante un método propuesto por el Proyectista y aprobado por el Director, alcance al menos $0.90f'_c$.
- c) Para acelerar la adquisición de resistencia y reducir el tiempo de curado, puede usarse el curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, o algún otro proceso que sea aceptado por el Constructor, con el visto bueno del Director. El proceso de curado que se aplique deberá producir concreto cuya durabilidad sea por lo menos equivalente a la obtenida con curado en ambiente húmedo prescrito en 16.6.7.2.a. La resistencia a la compresión del concreto, en la etapa de carga considerada, deberá ser por lo menos igual a la resistencia de diseño requerida en dicha etapa de carga.

16.7.7.3 Cuando se requieran ensayos complementarios de probetas curadas en obra para asegurar que el curado y protección sean satisfactorios, se deberán incluir el tamaño y número de las muestras de ensayo y la frecuencia de los mismos en el proyecto ejecutivo.

Comentario:

El curado requiere iniciarse tan pronto como sea posible, dependiendo del método elegido y material empleado. Como regla práctica, puede mencionarse que cuando el concreto recién colocado pierde su brillo superficial, debido a la pérdida del agua propia de la mezcla, es el momento para iniciar el curado. El tiempo en que se presente este efecto depende básicamente de la temperatura y humedad ambiente, velocidad del viento y temperatura del concreto recién mezclado.

Los métodos de 16.7.7.2.a se aplican con la intención de mantener los elementos de concreto a temperatura adecuada y con suficiente agua para desarrollar la resistencia potencial y las características de durabilidad. Los métodos de curado deberían retener el agua de la mezcla de concreto o proveer una fuente externa de agua. Los métodos aplicables, descritos en ACI PRC-308 incluyen: a) aplicación de materiales que cumplen con ASTM C171; b) aplicación de membranas de curado que satisfagan ASTM C309 o ASTM C1315; c) inundación de superficies horizontales; d) rociamiento continuo de superficies expuestas; e) aplicación continua de neblina a superficies expuestas; f) colocación de material absorbente previamente mojado que se mantiene saturado de manera continua; g) curando interno de agregados finos ligeros presaturados de acuerdo con ASTM C1761. Siempre que la temperatura ambiente sea superior a 283 K (10°C) se puede considerar que el curado ha sido satisfactorio si se ha retenido el agua permanentemente por lo menos 7 días. No siempre es suficiente mantener la cimbra en el elemento para lograr un curado adecuado, especialmente si se anticipan exposiciones severas.

El criterio alternativo incluido en esta Norma (16.7.7.2.a.2) se incluye en ACI SPEC-308.1 y se basa en utilizar el calor de hidratación para reducir el tiempo requerido para alcanzar un grado suficiente de reacción del material cementante antes de terminar el curado. Este criterio es distinto del aplicado para retirar la cimbra o para aplicar el presfuerzo; para estos casos, la resistencia en sitio depende de las cargas por ser resistidas durante la etapa de construcción. Los métodos para estimar la resistencia in situ del concreto para fines de curado son los mismos que los aplicables a la determinación del retiro de la cimbra.

Sobre el curado acelerado, se recomienda consultar los documentos EB-001.17, PCI MNL 116 y PCI MNL 117. La resistencia a compresión del concreto curado de manera acelerada no es tan alta a edades diferidas como un concreto idéntico curado de manera convencional. El módulo de elasticidad puede ser distinto también. En todo caso, es importante tener en cuenta que un curado a alta temperatura puede incrementar el riesgo de formación diferida de etringita (sulfoaluminato de calcio hidratado). Se recomienda consultar ACI PRC-201.2 para mitigar este riesgo.

16.7.7.4 Curado del concreto lanzado

16.7.7.4.1 El curado inicial del concreto lanzado, durante las primeras 24 horas después de la terminación de la colocación, se deberá hacer por medio de uno de los métodos a) a c):

- a) Inundación, niebla o rociado continuo
- b) Frazadas absorbentes, tela, u otro cubrimiento protector que se mantenga continuamente húmedo
- c) Aplicación de un compuesto que forme una membrana protectora de curado.

16.7.7.4.2 Después de 24 horas de la terminación de la colocación del concreto lanzado, el curado final deberá realizarse por medio de uno de los métodos a) a c) siguientes:

- a) El mismo método utilizado para el curado inicial
- b) Materiales en forma de láminas
- c) Otros recubrimientos que mantengan la superficie permanentemente húmeda.

16.7.7.4.3 El curado final deberá mantenerse por un mínimo de:

- a) 7 días si se usa cemento CPO
- b) 3 días si se usa cemento CPO 40 R o si se utiliza un aditivo acelerante.

16.7.8 Juntas de colado, construcción, contracción y dilatación

16.7.8.1 Las juntas de colado se ejecutarán en los lugares y con la forma que indiquen los planos estructurales. Antes de iniciar un colado las superficies de contacto se limpiarán y saturarán con agua. Se tomará especial cuidado en todas las juntas de columnas y muros en lo que respecta a su limpieza y a la remoción de material suelto o poco compacto.

16.7.8.2 La información detallada en el proyecto ejecutivo deberá incluir:

- a) La ubicación y detallado de todas las juntas de construcción, contracción y dilatación
- b) Detalles requeridos para la transferencia de cortante y de otras fuerzas a través de las juntas de construcción
- c) Preparación de la superficie, incluyendo las superficies de concreto endurecido intencionalmente rugosas cuando el concreto se coloca sobre concreto previamente endurecido
- d) Cuando el cortante se transfiere entre acero laminado y concreto usando pernos con cabeza o barras de refuerzo soldadas, el acero deberá estar limpio y sin pintura
- e) Preparación de la superficie, incluyendo las superficies intencionalmente rugosas cuando el afinado de piso compuesto se construya in situ sobre un piso o losa prefabricada con la intención de que actúe estructuralmente como sección compuesta con los miembros prefabricados
- f) Para concreto lanzado, la localización de las juntas de construcción en las cuales se permiten juntas en escuadra.

16.7.8.3 *Requisitos de construcción de juntas*

16.7.8.3.1 Las ubicaciones y detalles de las juntas que no se muestran o que difieren de las indicadas en el proyecto ejecutivo deberán ser remitidas para revisión por parte del Proyectista. El ajuste que haga el Proyectista, deberá ser aprobado por el Director y, en su caso, por el Corresponsable.

16.7.8.3.2 Excepto para el concreto presforzado, las juntas de construcción en sistemas de piso y techo deberán ubicarse dentro del tercio central del claro de losas, vigas y vigas principales a menos que el Proyectista apruebe otra ubicación.

16.7.8.3.3 Las juntas de construcción en vigas principales deben desplazarse a una distancia mínima de dos veces el ancho de las vigas que las intersecan, medida desde la cara de la viga que la interseca, a menos que el Proyectista apruebe otro modo de realizarlas.

16.7.8.3.4 Las juntas de construcción deberán limpiarse y estar libres de lechada antes de colocar el concreto nuevo.

16.7.8.3.5 La superficie de las juntas de construcción deberá hacerse rugosa intencionalmente cuando se especifique.

16.7.8.3.6 Inmediatamente antes de iniciar una nueva etapa de colocación, deberán humedecerse todas las juntas de construcción y eliminarse el agua estancada.

16.7.8.3.7 Para concreto lanzado, las superficies de las juntas de construcción deberán cortarse con un ángulo de 45 grados con respecto a la superficie terminada, a menos que se especifique una junta a escuadra en el proyecto ejecutivo.

16.7.8.3.8 Para concreto lanzado, las ubicaciones de las juntas de construcción que no se muestran en el proyecto ejecutivo deberán remitirse al Proyectista para aprobación antes de colocar el concreto lanzado.

16.7.9 *Tuberías, ductos, conexiones y accesorios incluidos en el concreto*

16.7.9.1 Con las excepciones indicadas en 16.7.9.2 y 16.7.9.3, se permitirá la inclusión de tuberías, ductos, conexiones y accesorios en los elementos de concreto, siempre y cuando se prevean en el diseño estructural, sean de material no perjudicial para el concreto y sean aprobados por el Proyectista.

16.7.9.2 No se permitirá la inclusión de tuberías, ductos, conexiones y accesorios de aluminio en elementos de concreto, a menos que cumplan con a) a c):

- a) Tengan cubiertas o protecciones especiales para evitar la reacción aluminio–concreto
- b) Estén aislados eléctricamente de otros elementos de acero o de otros metales
- c) Se prohíben los aditivos a base de cloruro de calcio o que contengan cloruros con excepción de los cloruros resultado de la contaminación del aditivo.

16.7.9.3 No se permitirá la inclusión de tuberías y ductos longitudinales en columnas y en elementos de borde en los extremos de muros, independientemente del valor de Q usado en el diseño.

16.7.9.4 Las tuberías, ductos, conexiones y accesorios incluidos en los elementos no deberán afectar significativamente la resistencia de dichos elementos ni de la construcción en general. Asimismo, no deberán impedir que el concreto penetre, sin segregarse, en todos los intersticios.

16.7.9.5 Excepto cuando se haya establecido en los planos o haya sido aprobado por el Proyectista, las tuberías, ductos, conexiones y accesorios incluidos en losas, muros y vigas de concreto deberán cumplir con a) a b) siguientes:

- a) El diámetro exterior de tuberías, ductos, conexiones y accesorios no será mayor que 1/3 del espesor de la losa o del ancho del muro y de la viga
- b) Estarán colocados con una separación, medida centro a centro, mayor que tres veces el diámetro de los ductos.

16.7.9.6 Las tuberías, ductos, conexiones y accesorios deberán diseñarse para resistir los efectos del concreto, la presión y la temperatura a la que estarán expuestos al quedar incluidos en el concreto.

16.7.9.7 Las tuberías no deberán contener líquidos, gases, vapor ni agua a altas temperaturas ni a altas presiones, hasta que el concreto haya alcanzado completamente la resistencia de diseño.

16.7.9.8 En losas, las tuberías y los ductos deberán quedar incluidos entre el acero de refuerzo inferior y superior, a menos que sean para captar agua o materiales exteriores.

16.7.9.9 El recubrimiento mínimo para tuberías, ductos, conexiones y accesorios no será menor que 40 mm para elementos expuestos a la intemperie o en contacto con el terreno, ni menor que 20 mm para elementos no expuestos a la intemperie y que no están en contacto con el terreno.

16.7.9.10 Las tuberías, ductos, conexiones y accesorios deberán construirse y colocarse de tal manera que no se requiera cortar, doblar, ni mover de su posición original el acero de refuerzo.

Comentario:

La presencia de ion cloruro pueden incrementar la tasa de corrosión de elementos de aluminio ahogados en concreto, como tuberías, en especial si el aluminio está en contacto con elementos de acero y concreto en un ambiente húmedo (Woods, 1966).

16.7.10 Inspección del concreto

16.7.10.1 Para el caso de estructuras de ductilidad alta y vigas de acoplamiento de estructuras de ductilidad media, la inspección del concreto deberá realizarse por personal certificado bajo un programa reconocido por el Instituto.

Comentario:

Se puede considerar a criterio del Instituto para la Seguridad de las Construcciones cualquier certificación por parte de otros organismos reconocidos en la industria a nivel nacional y/o internacional, siempre y cuando cumpla con la evaluación de la conformidad en los aspectos de: conocimiento de las pruebas básicas para control de calidad en campo, lectura e interpretación de planos y especificaciones, acreditación del conocimiento y dominio de normas nacionales e internacionales, además de experiencia comprobable vinculada a la construcción de estructuras de concreto. El programa "Supervisor Especializado en Obras de Concreto", del Instituto Americano del Concreto, cumple con los requisitos establecidos.

16.8 Acero

16.8.1 Información en el proyecto ejecutivo

16.8.1.1 Los planos y especificaciones para construcción deberán contener la siguiente información a) a j):

- a) Tipo, diámetro y grado de las barras de acero de refuerzo
- b) Tipo, dimensiones, localización, detallado y longitud de dobleces del refuerzo
- c) Recubrimiento de concreto del refuerzo
- d) Localización y longitud de las uniones por traslape
- e) Tipo y localización de conectores mecánicos
- f) Tipo y localización de uniones soldadas y otras soldaduras requeridas en las barras de refuerzo
- g) Designación de la norma NMX o ASTM, según aplique, para el recubrimiento de protección de refuerzos no presforzados
- h) Protección contra la corrosión de los refuerzos expuestos que se pretendan adherir con extensiones en ampliaciones futuras.

16.8.2 Disposiciones generales sobre cumplimiento del habilitado y armado

16.8.2.1 El acero de refuerzo y, especialmente el de presfuerzo y los ductos de postensado, deberán protegerse durante su transporte, manejo y almacenamiento.

16.8.2.2 Inmediatamente antes de su colocación, se revisará que el acero no haya sufrido algún daño, en especial, después de un largo período de almacenamiento. Si se juzga necesario, se realizarán ensayos mecánicos en el acero dudoso.

16.8.2.3 Al efectuar el colado, el acero deberá estar exento de grasa, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto, a excepción del uso de recubrimientos epoxi o lodos bentoníticos.

16.8.2.4 No deberán doblarse barras parcialmente ahogadas en concreto, a menos que se tomen las medidas para evitar que se dañe el concreto adyacente.

16.8.2.5 Todos los dobleces se harán en frío. Sólo se aceptarán dobleces en caliente en estructuras de ductilidad baja diseñadas para $Q=2.0$, y se deberán satisfacer a) a f):

- a) Se aceptarán dobleces de hasta 90 grados y cuyos diámetros internos cumplan con el de los dobleces estándar (indicados 14.3.1)
- b) Si se presentan casos de agrietamiento o rotura de las barras, se aceptará calentar a una temperatura máxima de 1088 K (815 °C)
- c) Las barras que se quiebren durante el doblado o el enderezado pueden traslaparse fuera de la región de doblado
- d) Si la zona de doblado se encuentra a 150 mm o menos del concreto, se deberá aplicar algún sistema de aislamiento de protección del concreto
- e) Se acepta controlar la temperatura de calentamiento por medio de crayones térmicos o cualquier otro medio adecuado
- f) No se aceptará enfriar las barras por medios artificiales (agua o aire a presión) sino hasta que su temperatura haya descendido a por lo menos 588 K (315°C).

16.8.2.5.1 En ningún caso se aceptará doblar barras de refuerzo en estructuras de ductilidad media y alta, diseñadas para $Q=3.0$ y $Q=4.0$, respectivamente.

16.8.2.5.2 No se aceptará calentar barras del tipo ASTM A1035M para ser dobladas o re-dobladas.

16.8.2.6 Los tendones de presfuerzo que presenten algún doblez concentrado no se deberán tratar de enderezar, sino que se rechazarán y deberán ser sustituidos.

16.8.2.7 El acero deberá sujetarse en su sitio con amarres de alambre, silletas y separadores, de resistencia, rigidez y en número suficiente para impedir movimientos durante el colado.

16.8.2.8 Los paquetes de barras deberán amarrarse firmemente con alambre.

16.8.2.9 Antes de colar deberá comprobarse que todo el acero se ha colocado en su sitio de acuerdo con los planos estructurales y que se encuentra correctamente sujeto.

Comentario:

Las especificaciones sobre las condiciones superficiales que deberán tener las barras de refuerzo se basan en las pruebas realizadas y en la práctica constructiva recomendable. Una guía con respecto a los efectos de la oxidación y de la escamación sobre las características de adherencia de las barras de refuerzo corrugadas se presenta en Kemp, Brezny y Unterspan (1968). La investigación ha mostrado que una cantidad normal de óxido aumenta la adherencia. Generalmente, con el manejo brusco normal del acero de refuerzo se pierde el óxido que está suelto y que puede perjudicar la adherencia entre el concreto y el refuerzo.

Las condiciones de la construcción pueden hacer necesario doblar barras ahogadas en el concreto. Se requiere determinar si la barra se puede doblar en frío o si es necesario calentarla. Los dobleces requieren ser graduales y enderezarse según se requiera. Las barras que se quiebren durante el doblado o el enderezado pueden traslaparse fuera de la región de doblado. Véase el comentario de 14.3.

No se permite calentar barras ASTM A1035M porque el calor altera la microestructura del acero y modifica sus propiedades mecánicas.

16.8.3 Control en la obra

16.8.3.1 El acero de refuerzo no presforzado y presforzado deberá cumplir con lo indicado en las tablas 2.4.2.1.2.a, 2.4.1.2.b, 2.4.2.1.2.c, 2.4.2.2.4.a y 2.4.2.2.4.b.

16.8.3.2 Para cada tipo de barras corrugadas, se muestreará en obra y ensayará el acero de acuerdo con a) a c):

- a) De cada lote de 100 kN (10 t) o fracción, formado por barras de una misma marca, un mismo grado, un mismo diámetro y correspondientes a una misma remesa de cada proveedor, se tomará un espécimen para ensayo de tensión y uno para ensayo de doblado, que no sean de los extremos de barras completas; las corrugaciones se podrán revisar en uno de dichos especímenes. Si algún espécimen presenta defectos superficiales, puede descartarse y sustituirse por otro
- b) Cada lote definido según el párrafo anterior deberá quedar perfectamente identificado y no se utilizará en tanto no se acepte su empleo con base en resultados de los ensayos realizados por un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad vigente
- c) Las probetas se ensayarán de acuerdo con NMX-B-172-CANACERO-2018. Si algún espécimen no cumple con los requisitos de tensión especificados en la norma, se permitirá repetir la prueba como se señala en la misma norma.

16.8.3.2.1 Los requisitos durante la construcción que se deberán cumplir son de a) a k):

- a) Se deberán remitir los informes de ensayos de producción del refuerzo
- b) El refuerzo no presforzado con óxido, escamas o una combinación de ambas, deberá considerarse satisfactorio si la muestra limpiada a mano utilizando un cepillo de alambre cumple los requisitos dimensionales y mecánicos de NMX-B-506-CANACERO-2019 o NMX-B-457-CANACERO-2019
- c) El acero de presfuerzo deberá estar limpio de escamas, picaduras y óxido excesivo. Es admisible una oxidación ligera
- d) En el momento que es colocado el concreto, el refuerzo deberá estar libre de hielo, lodo, aceite u otros recubrimientos dañinos que reduzcan la adherencia
- e) El refuerzo, incluyendo los paquetes de barras, deberá colocarse dentro de las tolerancias requeridas y estar adecuadamente asegurado antes de colocar el concreto, y deberá fijarse para evitar su desplazamiento más allá de las tolerancias requeridas
- f) El refuerzo helicoidal (zunchos) deberá consistir en barras o alambres continuos espaciados uniformemente, con un tamaño y disposición que permitan su manejo y colocación sin distorsión respecto de las dimensiones especificadas
- g) Sólo se permitirá unir barras mediante traslapes cuando lo requiera o permita el proyecto ejecutivo o si lo autoriza el Proyectista
- h) No se permiten uniones de barra a tope sin soldadura
- i) Todo refuerzo deberá doblarse en frío antes de su colocación, a menos que el Proyectista permita otra cosa
- j) Ningún refuerzo parcialmente ahogado en el concreto podrá doblarse en la obra, excepto cuando así se indique en el proyecto ejecutivo o lo permita el Proyectista
- k) Las barras en los cambios de sección se deben doblar antes de su colocación en la cimbra.

16.8.3.2.2 En sustitución del control de obra, el Proyectista, con la aprobación del Director y, en su caso, el Corresponsable podrán admitir la garantía escrita del fabricante de que el acero cumple con la norma correspondiente; en su caso, definirá la forma de revisar que se cumplan los requisitos adicionales para el acero, establecidos en 2.4.2.1.2.

Comentario:

En las normas NMX-B-506-CANACERO-2019 y NMX-B-457-CANACERO-2019, para cada calidad de acero de refuerzo que se permita utilizar en las estructuras de concreto (véase tabla 2.4.2.2.4.a), se especifica el criterio de aceptación para cada propiedad especificada, así como las circunstancias en las que se permite realizar la repetición de los ensayos.

16.8.4 Requisitos y control de calidad de las uniones soldadas

16.8.4.1 Requisitos de uniones soldadas

16.8.4.1.1 Las uniones de barras unidas con soldadura deberán cumplir con los requisitos establecidos en 14.5.1 y 14.5.6. Adicionalmente, para que las barras de refuerzo sean soldables, el carbono equivalente **CE**, calculado a partir del análisis químico del acero con la expresión 16.8.4.1.1, no deberá exceder 0.55 por ciento:

$$CE = \%C + \frac{\%Mn}{6} + \frac{\%Cu}{40} + \frac{\%Ni}{20} + \frac{\%Cr}{10} - \frac{\%Mo}{50} - \frac{\%V}{10} \quad (16.8.4.1.1)$$

16.8.4.1.2 Además de lo señalado en 16.8.4.1.1 se deberá cumplir con los porcentajes máximos de los elementos indicados en la tabla 16.8.4.1.2.

Tabla 16.8.4.1.2 – Porcentajes máximos de elementos químicos en acero de refuerzo

Elemento	Porcentaje, máximo
Carbono, C	0.33
Manganeso, Mn	1.56
Fósforo, P	0.043
Azufre, S	0.053
Silicio, Si	0.55

16.8.4.1.3 Las uniones soldadas se deberán realizar de acuerdo con las especificaciones y métodos expuestos en NMX-H-121-1988.

16.8.4.2 *Control de calidad de uniones soldadas*

16.8.4.2.1 Se establecerá un programa de control de calidad para verificar que las soldaduras satisfacen las especificaciones de la obra. Se deberán establecer las condiciones necesarias para asegurar una supervisión simultánea al avance del trabajo sin esperar que todas las soldaduras estén terminadas para revisarlas.

16.8.4.2.2 La inspección deberá ser llevada a cabo por un Supervisor de Soldadura Certificado (CWI) por la AWS o su equivalente, quien deberá verificar que se cumplen a) a g):

- a) El acero de refuerzo que se va a soldar es el indicado en los planos y especificaciones del proyecto ejecutivo y sus características de soldabilidad son las requeridas
- b) Todos los soldadores que van a intervenir en el trabajo estén certificados como en la categoría CW por un centro acreditado por la AWS
- c) El equipo que se deberá utilizar es el adecuado y está en condiciones correctas de operación
- d) Las caras y los bordes de las partes en que se va a colocar soldadura no tienen defectos inaceptables
- e) En la preparación de las juntas, el ángulo de inclinación de los biseseles, la abertura de la raíz, etc., son correctos de acuerdo con NMX-H-121-CANACERO-1988
- f) La limpieza de las zonas en que se deberá depositar la soldadura, el alineamiento de las barras que se van a empalmar y los dispositivos empleados para mantenerlas en posición, son los especificados
- g) El diámetro y el tipo de electrodo, la posición en que deberá depositarse la soldadura, las características de la corriente (amperaje, voltaje, polaridad) y la velocidad de colocación de los cordones, son los especificados.

16.8.4.2.3 *Inspección visual de uniones soldadas*

16.8.4.2.3.1 Terminadas las juntas de una zona y antes de que se coloque el concreto, deberá hacerse una inspección visual de acuerdo con AWS B1.10M/B1.10:2016 y B1.11M/B1.11:2015.

16.8.4.2.3.2 No es necesario que el Supervisor revise personalmente cada uno de los cordones de todas las juntas. Al menos, la inspección deberá realizarse en 50 por ciento de ellas.

16.8.4.2.3.3 En la inspección visual se observarán los aspectos a) a d):

- a) Dimensiones, distribución, tamaño, contorno y continuidad de las soldaduras
- b) Apariencia de las soldaduras
- c) Defectos superficiales, tales como grietas, poros, cráteres, socavación, etc.
- d) El Supervisor deberá identificar con marcas fácilmente visibles, todas las partes o juntas que requieren correcciones o sustitución, y volver a marcarlas cuando las haya aceptado.

Comentario:

Aunque una soldadura con defectos internos de importancia puede en algunas ocasiones presentar una buena apariencia exterior, ésta es, en la mayor parte de los casos, un indicio de que la soldadura se ha hecho correctamente.

16.8.4.2.4 Inspección radiográfica

16.8.4.2.4.1 La inspección radiográfica y las pruebas destructivas de tensión no sustituyen la supervisión e inspección visuales durante la colocación de la soldadura y demás operaciones relacionadas con ella, efectuadas a través de todo el proceso de acuerdo con AWS B1.10M/B1.10:2016.

16.8.4.2.4.2 La inspección radiográfica se deberá realizar para comprobar la máxima dimensión de cualquier porosidad individual, discontinuidad del tipo fusión, la suma de las dimensiones máximas de toda la porosidad o discontinuidades del tipo fusión, que no deberán exceder lo establecido en NMX-H-121-CANACERO-1988.

16.8.4.2.4.3 La radiografía y las pruebas destructivas no deberán emplearse nunca aisladamente, sino como un complemento de la inspección visual y del control mantenidos a través de todas las etapas.

16.8.4.2.4.4 En las especificaciones de construcción se deberá indicar el número o porcentaje de juntas que se deberán radiografiar.

16.8.4.2.4.5 El número mínimo de radiografías requeridas para la evaluación de soldaduras será con base a NMX-B-482-CANACERO-2016.

16.8.4.2.5 Pruebas destructivas de uniones soldadas

16.8.4.2.5.1 La obtención de los especímenes para las pruebas destructivas de tensión de uniones soldadas, deberán llevarse a cabo en forma continua, durante todo el proceso de construcción y no deberá autorizarse algún colado y sustituir las soldaduras sin que se conozcan previamente los resultados obtenidos en las pruebas efectuadas en juntas de la zona en donde el concreto se va a colocar, de acuerdo con NMX-B-172-CANACERO-2018.

16.8.4.2.5.2 Se consideran inaceptables las uniones soldadas en las que la fractura se presenta en la soldadura o en la zona inmediata a ella, bajo una carga menor que la correspondiente a $1.25f_y$ de la barra, o cuando la fractura se presente bajo una carga mayor, pero el alargamiento del espécimen, medido en porcentaje de la longitud inicial de 200 mm, disminuye a menos de los dos tercios del especificado para la barra, o a menos de 4 por ciento.

16.8.4.2.5.3 Los especímenes deberán ser representativos de la totalidad de las uniones soldadas efectuadas en la obra, y se deberán escoger de las uniones soldadas que, de acuerdo con la inspección visual, tiene más probabilidades de resultar defectuosas. En estas condiciones, se aceptará como número de pruebas destructivas mínimo 5 por ciento del total de las uniones soldadas.

16.8.5 Requisitos y control de calidad de uniones con dispositivos mecánicos

16.8.5.1 Requisitos de uniones con dispositivos mecánicos

16.8.5.1.1 Las uniones de barras de refuerzo con dispositivos mecánicos deberán cumplir con los requisitos establecidos en 14.5.1 y 14.5.6.

16.8.5.2 Control de calidad de uniones con dispositivos mecánicos

16.8.5.2.1 El control de calidad de las uniones con dispositivos mecánicos se realizará mediante inspección visual para verificar que las uniones se realizaron de acuerdo con las instrucciones del fabricante de los dispositivos de unión y mediante pruebas destructivas a tensión de una muestra obtenida de las uniones efectuadas en obra. El número de elementos que forma la muestra será de al menos 5 por ciento del total de las uniones.

16.8.5.2.2 Se considerará que las uniones con dispositivos mecánicos Tipo 1 tienen un desempeño satisfactorio si la falla se presenta por fractura de la barra fuera de la zona de unión (no por deslizamiento de la barra dentro del dispositivo mecánico) a una carga mayor que la correspondiente a un esfuerzo de $1.25f_y$ y el módulo de elasticidad del sistema barra-conector, determinado en la zona de unión sobre una longitud inicial de medición de 200 mm, es al menos igual a 50 por ciento del correspondiente al de las barras de refuerzo.

16.8.5.2.3 Para las uniones con dispositivos mecánicos Tipo 2, el desempeño se considerará satisfactorio si la carga de falla es igual o mayor que la correspondiente al esfuerzo máximo especificado para las barras que se unen, el módulo de elasticidad del sistema barra-conector, determinado en la zona de unión sobre una longitud de 200 mm, es al menos 90 por ciento del correspondiente al de las barras de refuerzo, además de cumplir con los requisitos que se especifican en 16.7.4.2.2 para las uniones con dispositivos mecánicos Tipo 1.

16.8.6 Extensiones futuras

16.8.6.1 Todo el acero de refuerzo, así como las placas y, en general, todas las preparaciones metálicas que queden expuestas a la intemperie con el fin de realizar extensiones a la construcción en el futuro deberán protegerse contra la corrosión y contra el ataque de agentes externos.

16.8.7 Conectores postinstalados

16.8.7.1 Los anclajes postinstalados deben instalarse de acuerdo con las instrucciones impresas del fabricante y por operarios calificados de acuerdo con 26.7 y 26.13 de ACI 318-19 o de su versión más reciente.

16.8.8 Pernos lisos con cabeza

16.8.8.1 El acero para la fabricación de pernos deberá cumplir con ASTM A29/A29M-16, especificación para requisitos generales de barras de acero al carbono y de aleación forjado en caliente, Grados 1010 a 1020.

16.8.8.2 Las propiedades mecánicas deberán ser determinadas en conformidad con las secciones aplicables de la norma ASTM A370-21.

16.8.8.3 Para su instalación se deberá cumplir con los requisitos de AWS D1.1/D1.1M:2020. Los pernos, después de la soldadura, no deberán tener discontinuidades ni sustancias que pudieran interferir con la función prevista y deberán tener una rebaba completa de 360° sin evidencia de socavación. Cuando se suelda directamente a un metal base, éste no deberá tener un espesor inferior a $1/3$ del diámetro del perno.

16.8.8.4 Para la instalación de pernos soldados con cabeza se utilizarán equipos de soldadura automática mecanizadas (pistolas soldadoras de pernos). También se puede optar por procesos de soldadura de filete FCAW, GMAW o SMAW, siempre y cuando se cumplan con los requisitos de AWS D.1/D1.1M:2020.

16.8.8.5 Los operarios de cada turno deberán cumplir con los requisitos de control de producción establecidos en AWS D1.1/ D1.1M:2020.

16.8.9 Fibra de acero

16.8.9.1 Si se usan fibras de acero en el concreto, el proyecto ejecutivo requerirá la conformidad con NMX-C-488-ONNCCE-2014 y tener una relación longitud a diámetro de al menos 50 y no más de 100.

16.8.9.2 Solicitar al fabricante sus certificados de calidad del acero de donde provienen las fibras a utilizar.

16.9 Cimbra

16.9.1 Disposiciones generales

16.9.1.1 Toda cimbra se construirá de manera que resista las acciones a que pueda estar sujeta durante la construcción, incluyendo las fuerzas causadas por la colocación, compactación y vibrado del concreto. Deberá ser lo suficientemente rígida

para evitar movimientos y deformaciones excesivos y suficientemente estanca para evitar el escurrimiento del mortero. En su geometría se incluirán las contraflechas prescritas en el proyecto ejecutivo.

16.9.1.2 Inmediatamente antes del colado deberán limpiarse los moldes cuidadosamente. Si es necesario se dejarán registros en la cimbra para facilitar su limpieza. La cimbra de madera o de algún otro material absorbente deberá estar húmeda durante un período mínimo de dos horas antes del colado. Se recomienda cubrir los moldes con algún lubricante para protegerlos y facilitar el descimbrado.

16.9.1.3 La cimbra para miembros de concreto presforzado deberá diseñarse y construirse de tal manera que permita el deslizamiento del elemento sin provocar daño durante la transferencia de la fuerza de presfuerzo.

Comentario:

En la serie Conceptos Básicos del Concreto del IMCYC, capítulo 18, se dan recomendaciones generales sobre este tema. Asimismo, en la publicación "Guía de cimbras para concreto" del Comité 347 del Instituto Americano del Concreto se presenta información detallada de cimbras para concreto. Se proporcionan recomendaciones para el diseño, construcción y materiales para la cimbra, cimbras para estructuras especiales y cimbras para métodos especiales de construcción.

16.9.2 Descimbrado

16.9.2.1 El descimbrado se efectuará cuando la estructura, en su estado de avance, en conjunto con las cimbras y apuntalamiento aún existentes tengan suficiente resistencia para soportar de manera segura su propio peso y las cargas colocadas sobre ella, descimbrar cualquier porción de ella sin afectar su funcionamiento al futuro, así como que las deflexiones no sobrepasen los valores fijados en la NTC-Criterios.

16.9.2.2 La demostración de que la resistencia es adecuada deberá basarse en un análisis estructural que tenga en cuenta las cargas propuestas, la resistencia del sistema de apuntalamiento y cimbra, y una estimación de la resistencia del concreto en sitio.

16.9.2.3 La estimación de la resistencia del concreto en sitio deberá estar basada en ensayos de cilindros curados en obra o en otros procedimientos, como la resistencia a la penetración o a la extracción, según lo apruebe el Proyectista, con la autorización del Director y, en su caso, del Corresponsable. Se aceptará estimar la resistencia del concreto usando el método de madurez, de acuerdo con ASTM C1074-17, para determinar el tiempo en que se puede aplicar el descimbrado.

16.9.2.4 No se permitirá apoyar en la estructura, sin apuntalar, cargas de construcción que excedan la suma de las cargas muertas más vivas utilizadas en el diseño, a menos que, por medio de un análisis estructural, se demuestre que existe resistencia suficiente para sostener estas cargas adicionales sin afectar el funcionamiento.

16.9.2.5 Para el caso del descimbrado de losas, se deberá verificar tanto la planicidad como la nivelación de acuerdo con ASTM E1155-20.

16.9.2.6 Los elementos de concreto postensado deberán permanecer cimbrados hasta que se haya aplicado suficiente tensión tal que, por lo menos, permita soportar el peso propio del elemento y las cargas adicionales que se tengan inmediatamente después del descimbrado.

Comentario:

En la determinación del tiempo para el descimbrado, se requiere dar atención especial a las cargas durante la construcción, así como a las posibilidades de deflexiones excesivas. Frecuentemente, las cargas durante la construcción son tan importantes como las cargas vivas especificadas. A edades tempranas, una estructura puede ser adecuada para soportar las cargas aplicadas, pero se pueden presentar deflexiones suficientemente grandes para originar daños permanentes.

La resistencia del concreto durante la construcción puede determinarse mediante el ensayo de cilindros curados en la obra u otros procedimientos, aprobados por el Proyectista, con el visto bueno del Director y del Corresponsable. Entre estos procedimientos se pueden señalar: a) Resistencia a la penetración, de acuerdo con ASTM C 803, b) Resistencia a la extracción, de acuerdo con ASTM C 900, c) Índice de madurez, determinado y correlacionado de acuerdo con ASTM C 1074.

Estos procedimientos requieren de suficientes resultados, empleando los materiales de la obra, para demostrar la correlación de las mediciones en la estructura con la resistencia a compresión determinada en cilindros moldeados o corazones extraídos de la estructura.

Donde la estructura es soportada sobre puntales, las cimbras laterales de vigas, columnas, muros y cimbras verticales similares pueden ser retiradas después de 12 h de curado acumulado, si la cimbra lateral no está soportando cargas diferentes a la presión lateral que ejerce el concreto plástico. El tiempo de curado acumulado representa la suma de los intervalos de tiempo, no necesariamente consecutivos, durante los cuales la temperatura ambiente en el sitio es superior a 283 K (10°C). Las 12 h de curado acumulado se determinaron con base en el empleo de cementos portland ordinarios (CPO) y condiciones usuales de curado. En caso de concretos fabricados con otros tipos de cementos, con el empleo de aditivos retardantes o en los que se haya agregado hielo durante el mezclado para bajar la temperatura inicial del concreto, puede que no sean suficientes las 12 h de curado, en cuyo caso, debería investigarse la situación antes de quitar las cimbras.

El descimbrado para las construcciones de varios niveles debe ser parte de un procedimiento planeado, considerando el soporte temporal de la estructura completa, así como de cada elemento individual. Tal procedimiento debería ser determinado antes de la construcción y debería basarse en un análisis estructural, tomando en cuenta como mínimo las siguientes situaciones:

- a) El sistema estructural que existe en las diferentes etapas de construcción y las cargas correspondientes a esas etapas*
- b) La resistencia del concreto a las diferentes edades durante la construcción*
- c) La influencia de las deformaciones de la estructura y el sistema de apuntalamiento en la distribución de las cargas muertas y de construcción durante las diferentes etapas de la construcción*
- d) La resistencia y espaciamiento de los puntales o sistema de apuntalamiento empleado, así como el método de apuntalamiento, contraventeo, remoción de los puntales y reapuntalamiento, incluyendo los intervalos de tiempo mínimo entre las diferentes operaciones*
- e) Cualquier otra carga o condición que afecte la seguridad o nivel de servicio de la estructura durante la construcción.*

Para las edificaciones de varios niveles, la resistencia del concreto durante las diferentes etapas de su construcción se puede verificar con especímenes de ensayo curados en obra u otro método que sea aprobado.

16.10 Requisitos de construcción para concreto presforzado (pretensado y postensado)

16.10.1 Información en el proyecto ejecutivo

- a) Magnitud y ubicación de las fuerzas de presfuerzo
- b) Secuencia de tensado de los tendones
- c) Tipo, tamaño, detalles y ubicación de los dispositivos de anclaje de postensado seleccionados por el Proyectista
- d) Tolerancias para la colocación de los tendones y ductos de postensados de acuerdo con 16.12.1.1
- e) Materiales y detalles del sistema de protección contra la corrosión de tendones, coples, anclajes de postensado, zonas de anclaje y demás dispositivos en dichas zonas
- f) Requisitos de ductos en tendones adheridos
- g) Requisitos para la lechada en tendones adheridos que incluya el máximo contenido de ion cloruro soluble en agua.

16.10.2 Prácticas de construcción

16.10.2.1 Los equipos de tensado deberán calibrarse por lo menos una vez al año o cada 100 usos, por lo que se deberán de solicitar los certificados correspondientes emitidos por un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad.

16.10.2.2 Los moldes y cimbras deberán quedar limpios después de cada uso y se deberá revisar y asegurar su alineamiento.

16.10.2.3 Todos los dispositivos y anclajes de presfuerzo deberán inspeccionarse y estar limpios antes de usarse y se deberán retirar con métodos y herramientas adecuados.

16.10.2.4 Las contraflechas después de la transferencia del presfuerzo deberán medirse y compararse con las calculadas.

16.10.2.5 En el caso de piezas postensadas, se deberá medir y comparar la longitud inicial con la final (acortamiento). El anclaje se deberá sellar y proteger de conformidad con las recomendaciones del fabricante.

16.10.2.6 Es obligatorio llevar registros exactos de cada pieza por parte del fabricante, entre los que se incluyen: inspección de camas, moldes y cimbras, registros de tensado, registros de calidad iniciales y finales de los materiales, evaluación del producto final, dimensiones finales y comparativa con tolerancias. Estos registros deben de ser proporcionados al Supervisor y deberán ser aprobados por el Director y, en su caso, por el Corresponsable.

16.10.2.7 Los sistemas de anclaje de postensado (tipo, tamaño, detallado y/o ubicación) no mostrados en el proyecto ejecutivo deberán remitirse al Proyectista para su revisión.

16.10.3 Lechada para tendones adheridos

16.10.3.1 La lechada para inyección deberá ser de cemento portland ordinario (CPO) y agua, o de cemento portland ordinario (CPO), arena y agua, a menos que el Proyectista indique especificaciones diferentes en el proyecto ejecutivo. Para mejorar la manejabilidad y reducir el sangrado y la contracción, se aceptará el uso de aditivos que no sean dañinos a la lechada, al acero, ni al concreto. No deberá utilizarse aditivos a base de cloruro de calcio.

16.10.3.2 El proporcionamiento de la lechada deberá basarse en lo señalado en a) o b):

- a) Resultados de ensayos sobre lechada fresca y lechada endurecida realizados antes de iniciar las operaciones de inyección
- b) Experiencia previa documentada, con materiales y equipo semejantes y en condiciones de campo comparables.

16.10.3.3 El contenido de agua será el mínimo necesario para que la lechada pueda bombearse adecuadamente, pero no será mayor que 0.50 con relación al material cementante, en masa.

16.10.3.4 La lechada deberá mezclarse con equipo capaz de suministrar mezclado y agitación mecánicos continuos que den lugar a una distribución uniforme de los materiales; asimismo, deberá cribarse y bombearse de modo que llene completamente los ductos de los tendones.

16.10.3.5 La temperatura del elemento presforzado, cuando se inyecte la lechada, deberá ser mayor que 275 K (2°C), y deberá mantenerse por encima de este valor hasta que la resistencia de cubos de 50 mm, fabricados con la lechada y curados en la obra, llegue a 5.5 MPa (55 kg/cm²). Las características de la lechada se determinarán de acuerdo con NMX-C-061-ONNCCE-2015.

16.10.3.6 Durante el mezclado y el bombeo, la temperatura de la lechada no deberá exceder 303 K (30°C).

16.10.4 Tendones de presfuerzo

16.10.4.1 Los tendones de presfuerzo se deberán colocar dentro de las tolerancias y se deberán sujetar para evitar su desplazamiento más allá de las tolerancias durante el proceso de colocación del concreto.

16.10.4.2 Los coples se deberán colocar en las zonas aprobadas por el Proyectista y deberán estar contenidos en fundas de suficiente longitud que permitan los movimientos necesarios.

16.10.4.3 Las operaciones con soplete y las de soldadura en la proximidad del acero de presfuerzo deberán realizarse de modo que éste no quede sujeto a temperaturas excesivas, chispas de soldadura, o corrientes eléctricas a tierra.

16.10.5 Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo

16.10.5.1 La fuerza de presfuerzo se determinará con un dinamómetro o una celda de carga calibrados, o midiendo la presión en el aceite del gato con un manómetro calibrado y, además, midiendo el alargamiento del tendón. Deberá determinarse y corregirse la causa de toda discrepancia mayor que 7 por ciento entre la fuerza determinada a partir del alargamiento del tendón y la obtenida con el otro procedimiento. Este límite es aplicable para estructuras pretensadas y postensadas. Para determinar a qué alargamiento corresponde una cierta fuerza de presfuerzo, se usará el módulo de elasticidad determinado a partir de curvas fuerza-alargamiento de los tendones empleados medidas o bien presentadas por el fabricante del cable.

16.10.5.2 Cuando la fuerza de pretensado se transfiera al concreto cortando los tendones con soplete, la localización de los cortes y el orden en que se efectúen deberán definirse de antemano con el criterio de evitar esfuerzos temporales indeseables y deberán ser aprobados por el Proyectista, con el visto bueno del Director y, en su caso, del Corresponsable. Los tramos largos de torones expuestos se cortarán cerca del elemento presforzado para reducir al mínimo el impacto de ellos sobre el concreto.

16.10.5.3 La pérdida total de presfuerzo debida a tendones rotos no repuestos no deberá exceder de 2 por ciento del presfuerzo total.

16.10.5.4 Se aplicará la fuerza de presfuerzo en estructuras postensadas hasta que el concreto haya alcanzado al menos una resistencia a la compresión de 18 MPa (180 kg/cm²) en caso de monotorones o barras solas, y 30 MPa (300 kg/cm²) para tendones hechos con varios torones.

16.10.5.4.1 Se aceptará usar menores resistencias que las señaladas en 16.10.5.4 para limitar el agrietamiento por contracción si se satisfacen a) o b):

- a) Se usan sistemas de anclaje de mayor tamaño para compensar una resistencia de concreto más baja
- b) El acero de presfuerzo se tensa a una fuerza no mayor que 50 por ciento de la fuerza final de presfuerzo.

Comentario:

En la publicación PCI MNL-116 se incluyen requisitos para la calibración y resolución de las mediciones de los equipos de tensado.

En caso de elementos postensados, la medición de alargamiento se puede hacer con los requisitos de PTI M10.3 y PTI C30.4. La medición del alargamiento de los tendones es afectada por la fricción a lo largo de los cables postensados que depende, a su vez, de las tolerancias de la colocación y de pequeñas irregularidades en el perfil del tendón durante la colocación del tendón y del concreto.

16.11 Requisitos de construcción para estructuras prefabricadas

16.11.1 Información en el proyecto ejecutivo

- a) Tolerancias de las dimensiones de elementos prefabricados y sus conexiones
- b) Procedimiento constructivo con las secuencias y limitaciones de erección y montaje, desarrolladas en conjunto por el Proyectista, el fabricante, el transportista, el montador, el Constructor, el Director y, en su caso, el Corresponsable, con el fin de garantizar la estabilidad total de la estructura
- c) Ubicación, tamaño y esfuerzo en el gato del acero de presfuerzo
- d) Resistencia mínima del concreto a la transferencia del presfuerzo, f'_{ci} y en otras etapas seleccionadas de la construcción.

16.11.2 Información sobre cumplimiento

- a) Los elementos deberán marcarse e indicar la localización y orientación en la estructura, así como la fecha de fabricación
- b) Las marcas de identificación de los miembros deberán corresponder con los dibujos de erección y montaje
- c) Diseño y detalles de los dispositivos de izado, los elementos ahogados y el refuerzo relacionado que sea necesario para resistir las cargas temporales debidas al manejo, almacenamiento, transporte y erección.
- d) Durante la erección, los elementos y estructuras prefabricadas deberán ser soportadas y contraventeadas para asegurar un alineamiento adecuado, una resistencia y su estabilidad hasta que se hayan completado las conexiones permanentes
- e) Si se aprueban por el Proyectista, los elementos y dispositivos ahogados en el concreto en estado plástico deberán satisfacer 1) a 4):
 - 1) Los elementos ahogados deberán sobresalir de los elementos prefabricados o estar expuestos para que puedan ser inspeccionados
 - 2) No se requiere que los elementos ahogados estén anclados o amarrados al refuerzo dentro del concreto
 - 3) Los elementos ahogados deberán mantenerse en su posición correcta mientras el concreto permanezca en su estado plástico
 - 4) El concreto se deberá compactar alrededor de los elementos ahogados.

- f) La fuerza inicial del refuerzo pretensado se deberá verificar mediante 1) y 2):
- 1) Alargamiento medido del acero de presfuerzo comparado con el alargamiento calculado usando un módulo de elasticidad determinado a partir de ensayos o tomado del valor reportado por el fabricante
 - 2) Fuerza en el gato medida usando equipo calibrado y que cumpla con 16.10.2.
- g) La diferencia en la fuerza medida en 1) y 2) según 16.11.2.f deberá ser de 5 por ciento o menor, a menos que el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable, acepten diferencias mayores
- h) La pérdida de fuerza de presfuerzo debido a tendones rotos que no se puedan reemplazar no deberá exceder 2 por ciento del total de la fuerza de presfuerzo en elementos pretensados, a menos que el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable, acepten valores mayores
- i) Las actividades de corte o soldadura en la vecindad del acero de presfuerzo se harán de modo que este refuerzo no esté sometido a chispas de soldadura, corrientes eléctricas o temperaturas que degraden las propiedades del acero de presfuerzo
- j) Si la transferencia de la fuerza desde los anclajes de la cama de presfuerzo al concreto se ejecuta mediante el corte por soplete del acero de presfuerzo, la ubicación y secuencia de los cortes se seleccionarán de modo de evitar esfuerzos temporales no deseables en los elementos pretensados
- k) Se deberán cortar los tramos largos de torones de presfuerzo para evitar el impacto al concreto
- l) Deberá verificarse que los dispositivos y procedimientos constructivos empleados garanticen que los miembros prefabricados y el conjunto de la estructura, se mantengan correctamente y de forma estable en su posición, durante todas las etapas constructivas.

16.11.3 Los medios de sujeción o reforzamiento temporales, el equipo de izado, los apoyos provisionales, y demás componentes y elementos necesarios para la construcción deberán diseñarse para las fuerzas que puedan presentarse durante el montaje, incluyendo los efectos de sismo y viento (según las NTC-Sismo y NTC-Viento, respectivamente), así como las deformaciones que se prevea ocurrirán durante estas operaciones. Los factores de carga serán los determinados por la NTC-Criterios. En caso de ser necesario y para asegurar la estabilidad durante todas las etapas constructivas se deberán proporcionar elementos estructurales temporales o conexiones a desarrollar en etapas.

16.11.4 Se deberá demostrar que las conexiones de los elementos estructurales durante la construcción sean seguras y estables en todo momento de modo que la transmisión de esfuerzos permita el izado y montaje de elementos de los siguientes niveles.

16.11.5 El Corresponsable deberá aprobar las notas a los planos y los protocolos de seguridad diseñados conjuntamente por el Proyectista, el fabricante, el transportista, el montador, el constructor y el Director para todas las etapas de construcción, a fin de evitar accidentes y salvaguardar vidas. Estos protocolos deberán indicar preparaciones, distancias de acercamiento y alejamiento, posiciones permitidas de personal para ayuda en maniobras de montaje, zonas de acordonamiento y prohibición, desalojos, y demás conceptos que propicien la seguridad de la obra.

Comentario:

En las publicaciones PCI MNL-116 y PCI MNL-120 se presentan recomendaciones sobre la resistencia mínima a la compresión del concreto durante distintas etapas de la construcción.

Si en 16.12.2.g la diferencia es mayor que 5 por ciento, se recomienda consultar PCI MNL-116.

16.12 Tolerancias

16.12.1 Tolerancias en elementos colados en sitio

16.12.1.1 Se deberán cumplir las tolerancias a) a n) con respecto a los planos del proyecto ejecutivo:

- a) Las dimensiones de la sección transversal de un miembro no excederán las del proyecto ejecutivo en más de **10 mm+0.05x**, siendo **x** la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las del proyecto ejecutivo en más de **3 mm+0.03x**
- b) El espesor de zapatas, losas, muros y cascarones no excederá al espesor especificado en el proyecto ejecutivo en más de **5 mm+0.05t**, siendo **t** el espesor de proyecto, ni será menor que éste en más de **3 mm+0.03t**
- c) En cada planta se trazarán los ejes de acuerdo con el proyecto ajustado, con tolerancia de 10 mm. Toda columna quedará desplantada de tal manera que su eje no diste, del que se ha trazado, más de **10 mm+0.02x**, donde **x** es la

- dimensión transversal de la columna paralela a la desviación. Además, no deberá excederse esta cantidad en la desviación del eje de la columna, con respecto al de la columna inmediata inferior
- d) La tolerancia en desplomo de una columna será de $5 \text{ mm} + 0.02x$, donde x es la dimensión transversal de la columna paralela a la desviación
 - e) El eje centroidal de una columna no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de $5 \text{ mm} + 0.01x$, siendo x la dimensión transversal de la columna paralela a la desviación
 - f) La posición de los ejes de vigas con respecto a los de las columnas donde apoyan no deberá diferir de la de proyecto en más de $10 \text{ mm} + 0.02x$, donde x es la dimensión transversal de la columna paralela a la desviación, ni más de $10 \text{ mm} + 0.10b_w$
 - g) El eje centroidal de una viga no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de $10 \text{ mm} + 0.02y$, donde y es la dimensión de la viga paralela a la desviación
 - h) En ningún punto, la distancia medida verticalmente entre losas de pisos consecutivos, diferirá de la del proyecto ejecutivo más de 30 mm, ni la inclinación de una losa respecto a la de proyecto más de 1 por ciento
 - i) La desviación angular de una línea de cualquier sección transversal de un miembro respecto a la dirección que dicha línea tendría según el proyecto ejecutivo, no excederá 4 por ciento
 - j) La localización de dobleces y cortes de barras longitudinales no deberá diferir en más de $10 \text{ mm} + 0.01L$ de la señalada en el proyecto ejecutivo, siendo L el claro, excepto en extremos discontinuos de miembros donde la tolerancia será de 10 mm
 - k) La posición de refuerzo de vigas, losas, zapatas, muros, cascarones y arcos será tal que no reduzca el peralte efectivo, d , en más de $3 \text{ mm} + 0.03d$ ni reduzca el recubrimiento en más de 5 mm. En columnas rige la misma tolerancia, pero referida a la mínima dimensión de la sección transversal, en vez del peralte efectivo. La separación entre barras s no diferirá de la del proyecto ejecutivo más de $10 \text{ mm} + 0.10s$, pero en todo caso respetando el número de barras y su diámetro, y de tal manera que permita pasar al agregado grueso
 - l) Las dimensiones del refuerzo transversal de vigas y columnas, medidas según el eje de dicho refuerzo, no excederá las del proyecto ejecutivo en más de $10 \text{ mm} + 0.05x$, siendo x la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de $3 \text{ mm} + 0.03x$
 - m) La separación del refuerzo transversal de vigas, losas y columnas s no diferirá de la del proyecto ejecutivo más de $10 \text{ mm} + 0.10s$, respetando el número de elementos de refuerzo y su diámetro
 - n) Si un miembro estructural no es claramente clasificable como columna o viga, se aplicarán las tolerancias relativas a columnas, con las adaptaciones que procedan si el miembro en cuestión puede verse sometido a compresión axial apreciable, y las correspondientes a vigas en caso contrario. En cascarones rigen las tolerancias relativas a losas, con las adaptaciones que procedan.

16.12.2 Tolerancias en elementos prefabricados

16.12.2.1 El proyecto ejecutivo de las estructuras prefabricadas deberán contener los tres grupos de tolerancias: tolerancias de producto, tolerancias de erección y tolerancias de interfaces.

16.12.2.2 Por razones ajenas al comportamiento estructural, tales como aspecto, o colocación de acabados, se aceptarán tolerancias más estrictas que las arriba prescritas.

16.12.2.3 De no satisfacerse cualquiera de las tolerancias especificadas, el Proyectista con la aprobación del Director y del Revisor, en su caso, estudiará las consecuencias que de ahí deriven y tomará las medidas pertinentes para garantizar la estabilidad y correcto funcionamiento de la estructura.

Comentario:

Sobre las tolerancias, en el Capítulo 13 del Manual de Diseño del PCI se pueden consultar los valores recomendados.

La determinación de la geometría final de un elemento prefabricado y presforzado, tomando en cuenta las tolerancias, involucra muchos factores: desde el tipo de molde (rígido, semirrígido o flexible), los efectos del presfuerzo en la pieza (el acortamiento axial y la rotación de los extremos debido a la contraflecha en elementos con presfuerzo excéntrico), los efectos de temperatura, humedad, los efectos de tiempo, entre otros. Se recomienda revisar los documentos ACI ITG-7-09 y PCI MNL-135-00 para establecer la geometría final.

Las tolerancias no sólo se aplican a la geometría básica, sino a aberturas u orificios, alineamientos, esviajes, posición de placas y anclajes, a las tolerancias de miembros portantes, entre otros.

16.13 Pruebas de integridad de pilas y pilotes

16.13.1 Métodos de ensayo

16.13.1.1 Con el fin de detectar discontinuidades, cambios de sección transversal, acortamiento o alargamiento, azolve en las puntas y demás fallas en la colocación de concreto en pilas y pilotes, se deberán realizar pruebas de continuidad de acuerdo con ASTM D5882-16.

16.13.1.2 En pilas, se aceptará usar los métodos a) y b) siguientes:

- a) Impulso-Eco. El movimiento de la cabeza de la pila es medido en función del tiempo. El registro en el dominio del tiempo es evaluado para determinar la integridad de la pila
- b) De respuesta transitoria (MRT). El movimiento y fuerza de la cabeza de la pila son medidos con un martillo instrumentado en función del tiempo. Los datos se evalúan normalmente en el dominio de la frecuencia.

16.13.1.3 En pilotes verticales o inclinados individuales, los métodos de prueba deberán determinar la integridad midiendo y analizando la respuesta de velocidad (requerida) y fuerza (opcional) del pilote inducida por un dispositivo de impacto (martillo de mano u otro tipo similar), generalmente aplicado axial y perpendicularmente a la superficie de la cabeza del pilote. Este método de prueba es aplicable a elementos estructurales largos que funcionan de manera similar a cualquier unidad de cimentación profunda (como pilotes hincados, pilas o pozos perforados), independientemente de su método de instalación, siempre que sean receptivos a las pruebas de impacto de baja deformación.

16.13.1.4 El criterio de aceptación se basará en la relación que exista entre la velocidad de propagación de la onda y la calidad del concreto de acuerdo con la tabla 16.13.1.4

Tabla 16.13.1.4 - Calidad de un concreto con densidad de 2 400 kg/m³ en función de la velocidad de onda P (V_P)

Velocidad de onda P (m/s)	Calidad del concreto
Mayor que 4 575	Excelente
Entre 3661 y 4 575	Bueno
Entre 3051 y 3 660	Regular
Entre 2135 y 3 050	Pobre
Menor que 2 135	Muy pobre

Comentario:

Los valores de la tabla 16.13.1.4 fueron tomados de Whiterhurst (1951).

16.14 Concreto masivo

16.14.1 Colocación del concreto masivo

16.14.1.1 La colocación del concreto masivo deberá incluir la preparación de las juntas de construcción horizontales, transportación, manejo, colocación y compactación del concreto.

16.14.1.2 La superficie deberá estar libre de protuberancias, huellas profundas, oquedades y de cualquier otra irregularidad superficial. En general, la superficie deberá estar relativamente plana, con una ligera pendiente para drenaje.

16.14.1.3 Se considerará que el mejor método para obtener juntas de construcción para concreto masivo es mediante el corte del concreto a edad temprana en el tiempo utilizando agua a presión. El uso de rastrillos o escarificado de la superficie del concreto fresco deberá evitarse, debido a la degradación de la adherencia y la correcta limpieza.

16.14.1.4 Dependiendo de la temperatura del agua, la temperatura interior del concreto y la temperatura de la superficie, el uso de agua fría para la limpieza a presión deberá evitarse a fin de prevenir un choque térmico.

16.14.1.5 La superficie limpia del concreto deberá estar libre de exceso de humedad al momento que el nuevo concreto es colocado. El concreto deberá estar cercano a la superficie seca saturada y libre de estancamiento.

16.14.1.6 La selección del equipo para colado deberá sustentarse en la capacidad para colocar el concreto exitosamente para reducir el incremento de la temperatura. Tanto la capacidad de colocación como el suministro del concreto deberán ser suficientes para evitar juntas frías y exposiciones extremas no deseadas a calor y frío en las superficies de colocación.

16.14.1.7 El concreto masivo se deberá colocar en capas sucesivas. El espesor máximo de las capas dependerá de las características del equipo de vibrado, el tamaño máximo de agregado, el revenimiento y el equipo de transporte. Se aceptarán espesores de capa entre 300 y 510 mm.

16.14.1.8 El espesor de las capas deberá ser una fracción par de la altura o profundidad del bloque a colar. Para concreto de bajo revenimiento, las capas deberán ser colocadas de forma escalonada conforme a descargas sucesivas, por lo que habrá una distancia entre ellas de aproximadamente 1.5 m entre los bordes de capas sucesivas.

Comentario:

Se recomienda consultar el documento ACI PRC-207.1-21 para mayores detalles para la construcción con concreto masivo.

16.15 Zonas protegidas en estructuras de ductilidad media y alta

16.15.1 Información en el proyecto ejecutivo

16.15.1.1 Se deberán señalar en los planos la ubicación de las zonas protegidas de las vigas y el factor Q usado en el diseño.

16.15.2 Señalización en obra

16.15.2.1 Se deberán demarcar las zonas protegidas con pintura de color y deberán incluir la leyenda señalada en la fig. 16.15.2.1.

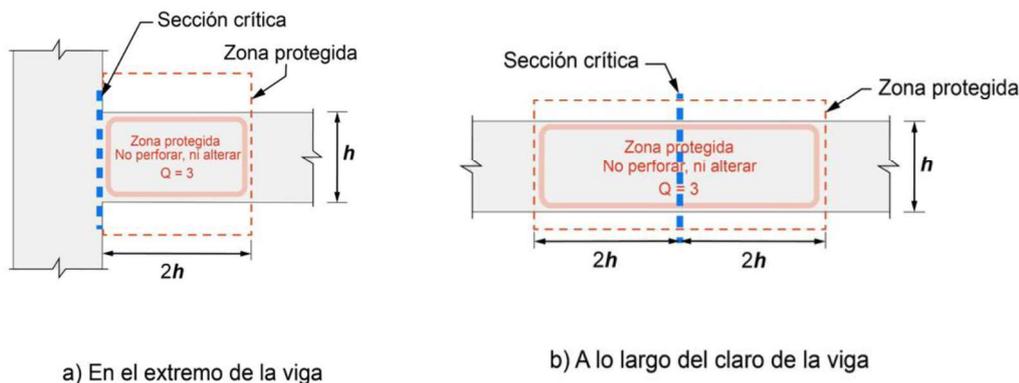


Figura 16.15.2.1 – Señalización de zonas protegidas en estructuras de ductilidad media y alta. En esta figura se ilustra para estructura de ductilidad media

16.16 Uniones y conexiones

16.16.1 Verificación en obra

16.16.1.1 El Director y el Constructor deberán tener cuidado al construir en obra todo tipo de uniones y conexiones de concreto reforzado, presforzado o postensado, de acero o combinaciones de ellas. Se deberán revisar con detalle la construcción de las uniones y conexiones a) a p) siguientes, según aplique:

- a) Pila-pila
- b) Pilote-pilote
- c) Pila-columna
- d) Pilote-columna
- e) Pila-dado
- f) Pilote-dado
- g) Dado-contratrabe
- h) Dado-columna
- i) Viga-columna
- j) Viga-losa
- k) Columna-losa
- l) Viga-viga
- m) Muro-cimentación
- n) Muro-losa
- o) Viga de acoplamiento-muro
- p) Contraventeo metálico-estructura de concreto.

16.16.1.2 Los elementos conectados deberán estar correctamente alineados y nivelados para garantizar una distribución uniforme de las cargas y evitar concentraciones de esfuerzos que puedan debilitar la conexión.

16.16.1.3 Los anclajes, como pernos de anclaje (ahogados o postinstalados) o barras de acero (anclas), deberán instalarse de acuerdo con las especificaciones de diseño para garantizar una conexión segura entre los elementos.

16.16.1.4 La ejecución de los detalles constructivos deberá ser precisa y cuidadosa para asegurar que los elementos estén adecuadamente unidos y conectados según lo planeado.

16.16.1.5 Se deberán considerar las tolerancias de acuerdo con 16.12 para manejar posibles variaciones en las dimensiones de los elementos y garantizar una conexión adecuada.

16.16.1.6 En algunas conexiones, como las juntas de expansión, se deberá proporcionar sellos y sistemas adecuados para prevenir la infiltración de agua y la degradación prematura.

16.16.1.7 Si las conexiones involucran acero, se considerarán medidas de protección contra la corrosión, como recubrimientos adecuados o sistemas de protección catódica, para aumentar la vida útil de la conexión.

16.16.1.8 Durante la construcción, se deberá llevar a cabo una inspección minuciosa de las conexiones para asegurarse de que se hayan cumplido todos los requisitos de diseño y construcción.

Comentario:

La correcta ejecución de los trabajos de construcción de uniones y conexiones entre diferentes elementos estructurales es fundamental para el buen comportamiento de una estructura. Durante el proceso de diseño de una estructura de concreto reforzado se asume que los esfuerzos se transfieren de uno a otro elemento a través de uniones y conexiones que garantizan su estabilidad, sin embargo, esto sólo puede cumplirse siguiendo las especificaciones y criterios establecidos en este capítulo.

Es en uniones y conexiones donde convergen las barras de refuerzo de los diferentes elementos estructurales, en no pocas ocasiones con trayectorias que implican la interferencia entre ellas. Estas situaciones deben resolverse sin

alterar la continuidad y flujo de esfuerzos, además debe garantizarse el estricto cumplimiento de criterios normativos de diseño, tales como la separación mínima entre barras y los recubrimientos mínimos para las mismas. Durante la construcción de uniones y conexiones es cuando puede resultar evidente, por elevado número y/o diámetro de barras de refuerzo, que las dimensiones de los elementos que convergen a ellas son insuficientes, lo que ameritaría una revisión de la situación por parte del Proyectista y Constructor en conjunto. En ocasiones se busca solucionar este problema en obra incrementando la dimensión de la unión o conexión y desviando las barras de refuerzo fuera de los ejes de los elementos estructurales de los que proceden; sin embargo, esto no es recomendable, ya que no existe evidencia experimental que avale el correcto funcionamiento de uniones o conexiones así resueltas, o que proporcione criterios de diseño para un correcto desempeño, con excepción de columnas colineales.

Por otro lado, es usual que la mayor parte del colado de uniones y conexiones se dé una vez que ya se realizó el colado de alguno de los elementos estructurales que convergen a ellas, lo que implica reducción en el espacio de trabajo e interferencias entre sus diferentes componentes. Esta situación requiere de cuidados especiales para garantizar una correcta limpieza de todas las superficies, la debida alineación de barras de refuerzo y un cimbrado adecuado que permita lograr los recubrimientos mínimos. Estos trabajos suelen ser ejecutados como una actividad más del proceso constructivo, sin embargo, debido a la gran importancia que tienen las uniones y conexiones se recomienda que su ejecución sea revisada y supervisada de manera acuciosa por parte del Constructor.

En gran medida el comportamiento estructural supuesto durante el proceso de diseño y el desempeño de la estructura durante su vida útil dependen de la calidad lograda durante la construcción de la edificación y, siendo las uniones y conexiones el vínculo entre toda la estructura, es primordial que el Proyectista y el Constructor se comprometan a su correcta ejecución y calidad.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

APÉNDICE A. MODELOS DE COMPORTAMIENTO INELÁSTICO, CRITERIOS Y PARÁMETROS DE VERIFICACIÓN DE LA RESPUESTA

NOTACIÓN

D_u	capacidad última de deformación; la deformación más grande que se estima sea válida con base en los ensayos de laboratorio disponibles u otra evidencia respaldada (se puede referir a deformación unitaria, curvatura, rotación, distorsión o desplazamiento)
d_s y d_c	dimensión del núcleo de concreto a centros de barra del estribo perimetral en dirección en x y dirección y , respectivamente, donde $b_c \geq d_c$, fig. A.1.4
F_{RS}	factor de resistencia considerando un mecanismo dominado por cortante
f_{cc}'	resistencia a la compresión máxima del concreto confinado, MPa (kg/cm ²)
f_c'	resistencia media a compresión del concreto, MPa (kg/cm ²)
f_{co}'	resistencia especificada a compresión del concreto, f_c' , MPa (kg/cm ²)
f_l'	esfuerzo de confinamiento efectivo lateral, MPa (kg/cm ²)
f_s	esfuerzo en el acero de refuerzo, MPa (kg/cm ²)
f_t	esfuerzo en el concreto en tensión, MPa (kg/cm ²)
f_t'	resistencia específica del concreto en tensión, MPa (kg/cm ²)
f_y	esfuerzo de fluencia del acero transversal, MPa (kg/cm ²)
I_{efec}	momento de inercia efectivo, mm ⁴ (cm ⁴)
$M_{máx}$	momento resistente máximo, N-mm (kg-cm)
$M'_{máx}$	momento resistente máximo una vez considerado el deterioro del elemento, N-mm (kg-cm)
M_r	momento de rotura, N-mm (kg-cm)
M_y	momento resistente a la fluencia, N-mm (kg-cm)
R_n	resistencia nominal, determinada conforme a lo indicado en los capítulos 3, 5, 6, 7, 8 y 10 de esta Norma
p_{cc}	relación del área de refuerzo longitudinal A_s , y el área del núcleo de concreto de la sección encerrada por los centros de línea de los estribos, A_c
p_{st}	cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares en columnas
p_{sx}	cuantía transversal en dirección x
p_{sy}	cuantía transversal en dirección y
ϵ_c	deformación unitaria del concreto a compresión
ϵ_{cc}	deformación unitaria en el punto de mayor esfuerzo a la compresión
ϵ_{co}	deformación unitaria correspondiente a la resistencia del concreto sin confinar, generalmente se asume igual a 0.002
ϵ_{cu}	deformación unitaria última del concreto a la compresión
ϵ_s	deformación unitaria del acero de refuerzo
ϵ_{sh}	deformación unitaria final de la planicie de fluencia y de inicio del endurecimiento por deformación en el acero de refuerzo
ϵ_{su}	deformación unitaria a la falla del acero de refuerzo
ϵ_y	deformación unitaria a la fluencia del acero de refuerzo
γ_{OI}	distorsión máxima de entrepiso permisible para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, indicado en 4.3.1 de la NTC-Sismo
γ_{SV}	distorsión máxima de entrepiso permisible para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, indicado en 4.3.1 de la NTC-Sismo
γ_{PC}	distorsión máxima de entrepiso permisible para el nivel de desempeño de Prevención de Colapso, indicado en 4.3.1 de la NTC-Sismo

A.1 Alcance

A.1.1 Este apéndice se puede aplicar para modelar el comportamiento de elementos de concreto reforzado si se ejecuta un análisis estático inelástico (o estático no lineal) de acuerdo con el Capítulo 6 de la NTC-Sismo. También se puede aplicar al análisis dinámico inelástico (o paso a paso no lineal) realizado para verificar el diseño de estructuras de concreto en las que se espera comportamiento dúctil ante sismo, de conformidad con el Capítulo 7 (sección 7.4) de la NTC-Sismo. El alcance del apéndice es:

- a) Modelado de articulaciones plásticas a partir de diagramas momento-curvatura (véase A.2)
- b) Modelado a partir de diagramas momento-rotación (véase A.3)
- c) Deterioro en el diagrama momento-rotación por repetición de cargas (véase A.4)
- d) Requisitos complementarios y criterios de aceptación (véase A.5)
- e) Límites en el comportamiento inelástico (véase A.6)
- f) Alcance de la revisión del análisis no lineal a realizar por el Corresponsable Nivel 2 (véase A.7).

A.1.2 Los requisitos de este apéndice son complementarios a los requisitos de los Capítulos 1 a 16 de la Norma.

A.1.3 En este apéndice se incluye información complementaria a 3.6.1 sobre la modelación de las zonas de articulaciones plásticas utilizando diagramas momento-curvatura y longitudes de articulaciones plásticas, y usando diagramas momento-rotación.

A.1.4 Las estructuras por ser verificadas con este apéndice deberán haber sido dimensionadas, diseñadas y detalladas de conformidad con los Capítulos 7 u 8 de esta Norma.

A.1.5 Se permitirá usar los requisitos de este apéndice para demostrar la idoneidad del sistema estructural de acuerdo con el Capítulo 6 de la NTC-Sismo.

A.1.6 El Proyectista deberá proveer la justificación necesaria sobre cualquier interpretación requerida al usar el Apéndice A. Esta justificación deberá ser aprobada por el Director y, en su caso, por el Corresponsable Estructural Nivel 2.

Comentario:

Este Apéndice supone que, únicamente las estructuras dimensionadas y detalladas como de ductilidad media o alta, de conformidad con los Capítulos 7 y 8 de esta Norma, respectivamente, son susceptibles de ser modeladas y analizadas con los criterios aquí presentados, en virtud de que estas estructuras tendrán incursiones en el rango inelástico y es necesario evaluar su respuesta con los criterios de aceptación aquí expuestos. En el caso de que el diseñador utilice un Q menor que 3 para el análisis elástico lineal, ya sea por las características del sistema estructural utilizado o por la intención de reducir desplazamientos, si debido a lo indicado en 7.4 de la NTC-Sismo se requiere la revisión del desempeño de la estructura por medio de análisis dinámico no lineal paso a paso, los elementos estructurales han de cumplir con los criterios de geometría, diseño y detallado del Capítulo 7 (estructuras de ductilidad media), o bien del Capítulo 8 (estructuras de ductilidad alta).

A partir del detallado dúctil de los elementos, la primera opción para modelación de articulaciones plásticas se basa en que se pueden modelar las gráficas esfuerzo-deformación de los materiales constituyentes incluyendo los efectos del confinamiento y del deterioro del material por cargas cíclicas, para el caso del concreto, y determinar los diagramas momento-curvatura con estas gráficas. En el caso del acero de refuerzo, se considera que no hay deterioro por cargas cíclicas. En la segunda opción se determinan directamente los diagramas momento-rotación a partir de ecuaciones obtenidas analíticamente o en forma experimental que incluyan los efectos del confinamiento del concreto, el fenómeno de deslizamiento de las barras de refuerzo por falla de adherencia y las deformaciones por fuerza cortante. Estos diagramas, conocidos como curvas básicas o esqueleto (backbone curves, en inglés), para el caso de las obtenidas de forma analítica, se modifican para tomar en cuenta el efecto del deterioro producido por cargas cíclicas. En ambas opciones se supone que los miembros trabajan predominantemente a flexión y que se utilizan criterios de diseño por capacidad para evitar fallas prematuras por fuerza cortante en miembros y nudos, así como fallas por adherencia o por confinamiento insuficiente del concreto.

Referencias útiles para ampliar el tema o para usar métodos opcionales al de este apéndice son ASCE 41, ACI 369.1 y ACI 374.3.

A.2 Diagramas de momento-curvatura

A.2.1 Caracterización de los materiales

A.2.1.1 Los diagramas momento-curvatura se determinarán con las hipótesis de 3.6.1.a a 3.6.1.c. En vez de 3.6.1.d y 3.6.1.e, se usará lo establecido en A.2.3, y en vez de 3.6.2, lo indicado en A.2.2.

A.2.2 Modelo del acero de refuerzo

A.2.2.1 El acero de refuerzo se modelará utilizando una curva esfuerzo-deformación unitaria idealizada en tres tramos. Tanto el intervalo elástico como el de fluencia se representarán por tramos rectos mientras que el endurecimiento por deformación se representará por una parábola, véase fig. A.2.2.1.

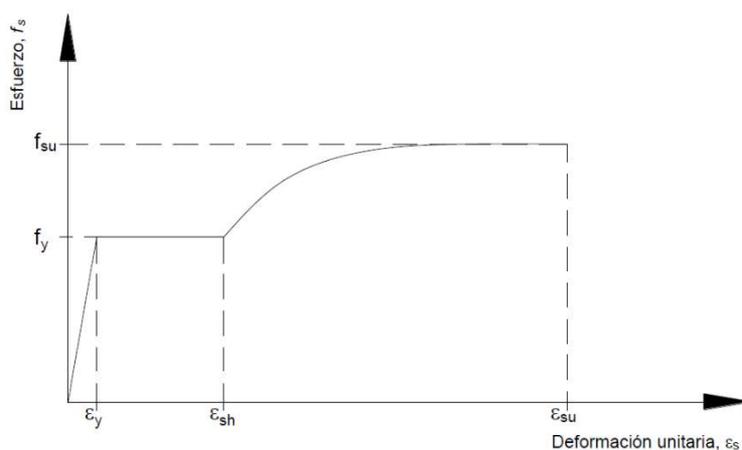


Figura A.2.2.1- Modelo del acero de refuerzo con endurecimiento por deformación

A.2.2.2 Las tres zonas representadas en la fig. A.2.2.1 se determinarán de acuerdo con a) a c):

- a) Zona elástica, primer tramo ascendente que ocurre en el intervalo $0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y$. La relación esfuerzo-deformación unitaria se calculará con la ec. A.2.2.2.a:

$$f_s = E_s \epsilon_s \quad (\text{A.2.2.2.a})$$

- b) Zona de fluencia, segundo tramo recto horizontal, que ocurre en el intervalo $\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$. El esfuerzo de esta zona se calculará usando la ec. A.2.2.2.b:

$$f_s = f_y \quad (\text{A.2.2.2.b})$$

- c) Zona de endurecimiento por deformación, que ocurre en el intervalo $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$. El esfuerzo de esta zona deberá calcularse con las ecs. A.2.2.2.c.1 y A.2.2.2.c.2:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left[\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right]^F \quad (\text{A.2.2.2.c.1})$$

$$F = \frac{\log \frac{f_{su} - f_{sh1}}{f_{su} - f_y}}{\log \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh1}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}} \quad (\text{A.2.2.2.c.2})$$

donde f_{sh1} y ϵ_{sh1} son datos de un punto de la curva esfuerzo-deformación unitaria en la zona de endurecimiento por deformación cuyos valores están en la tabla A.2.2.2.

En la tabla A.2.2.2 se presentan valores correspondientes a muestras de aceros nacionales de los parámetros requeridos para utilizar las ecs. A.2.2.2.c.1 y A.2.2.2.c.2. Se aceptará usar estos parámetros cuando no se tengan curvas esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo obtenidas experimentalmente para los materiales a utilizar. En este caso, el cálculo de la deformación unitaria a la fluencia, ϵ_y , se hará a partir de la relación f_y/E_s .

Tabla A.2.2.2 – Valores paramétricos para modelar la gráfica esfuerzo-deformación unitaria de barras de acero de refuerzo. Resistencia esperada de los materiales

Parámetros	Grado 42 ^[1]		Grado 56 ^[2]	
	MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²
f_y	450	4 500	600	6 000
f_{su}	730	7 300	780	7 800
f_{shl}	600	6 000	720	7 200
E_s	200 000	2 000 000	200 000	2 000 000
ϵ_{sh}	0.0079		0.0093	
ϵ_{su}	0.1171		0.1001	
ϵ_{shl}	0.0248		0.0480	
F	4.03 (3.47) ^[3]		2.90	

^[1] NMX-B-506-CANACERO

^[2] Acero de baja aleación (NMX-B-457-CANACERO)

^[3] Valor del parámetro F calculado por Rodríguez y Botero (1995) con valores reales de los otros parámetros en muestras de aceros nacionales.

A.2.3 Modelado del concreto

A.2.3.1 Efecto del confinamiento

A.2.3.1.1 El concreto confinado se modelará utilizando la curva esfuerzo-deformación unitaria continua definida por la ec. A.2.3.1.1.a y representada en la fig. A.2.3.1.1. Los términos de la ec. A.2.3.1.1.a están definidos en las ecs. A.2.3.1.1.b a A.2.3.1.1.f. En todas estas ecuaciones y en las subsiguientes de A.2.3 se utiliza el término f'_c para la resistencia del concreto sin confinar. Sin embargo, para la utilización de estas gráficas y ecuaciones del Apéndice A en esta Norma, deberá sustituirse el término f'_c por la resistencia media del concreto \bar{f}_c , ya que los análisis inelásticos se llevan a cabo con los valores esperados y no con los de diseño. De la misma manera, para el acero de refuerzo deberán usarse los parámetros de la Tabla A.2.2.2. o bien los obtenidos experimentalmente del acero a utilizar. No se dispone de valores paramétricos para acero Grado 70.

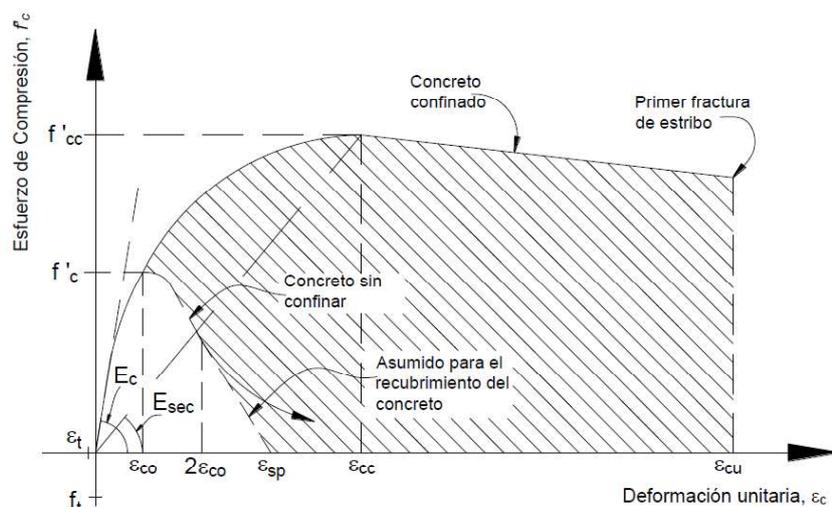


Figura A.2.3.1.1 - Gráfica esfuerzo-deformación unitaria del concreto sin confinar y confinado

El esfuerzo a compresión f_c estará dado por:

$$f_c = \frac{f_{cc}' x r}{r - 1 + x^r} \quad (\text{A.2.3.1.1.a})$$

donde:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{A.2.3.1.1.b})$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f_{cc}'}{\varepsilon_{cc}}} \quad (\text{A.2.3.1.1.c})$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}'}{f_{co}'} - 1 \right) \right] \quad (\text{A.2.3.1.1.d})$$

$$f_{cc}' = f_{co}' \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l'}{f_{co}'}} - 2 \frac{f_l'}{f_{co}'} \right) \quad (\text{A.2.3.1.1.e})$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{p_{st} f_y \varepsilon_{su}}{f_{cc}'} \quad (\text{A.2.3.1.1.f})$$

A.2.3.1.2 Para secciones circulares y rectangulares, el esfuerzo de confinamiento efectivo lateral, f_l' , está en función del coeficiente de confinamiento efectivo, k_e , que relaciona el área mínima del núcleo efectivamente confinado y el área del núcleo rodeado del centro de la línea del estribo transversal, figs. A.2.3.1.2.a y A.2.3.1.2.b.

Para secciones circulares:

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - p_{cc}} \quad (\text{A.2.3.1.2.a})$$

$$f_l' = \frac{1}{2} k_e p_{st} f_y \quad (\text{A.2.3.1.2.b})$$

Para secciones rectangulares:

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - p_{cc}} \quad (\text{A.2.3.1.2.c})$$

$$f_{lx} = k_e p_{sx} f_y = k_e \frac{A_{sx}}{s d_c} f_y \quad (\text{A.2.3.1.2.d})$$

$$f_{ly} = k_e p_{sy} f_y = k_e \frac{A_{sy}}{s d_c} f_y \quad (\text{A.2.3.1.2.e})$$

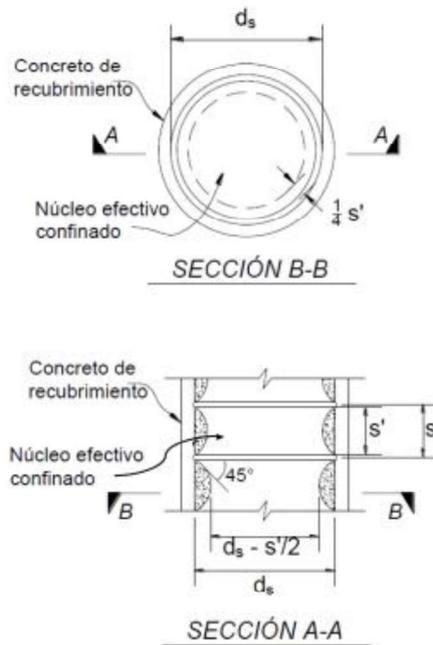


Figura A.2.3.1.2.a - Núcleo confinado efectivo para estribos de refuerzo circulares (adaptada de Mander et al., 1988)

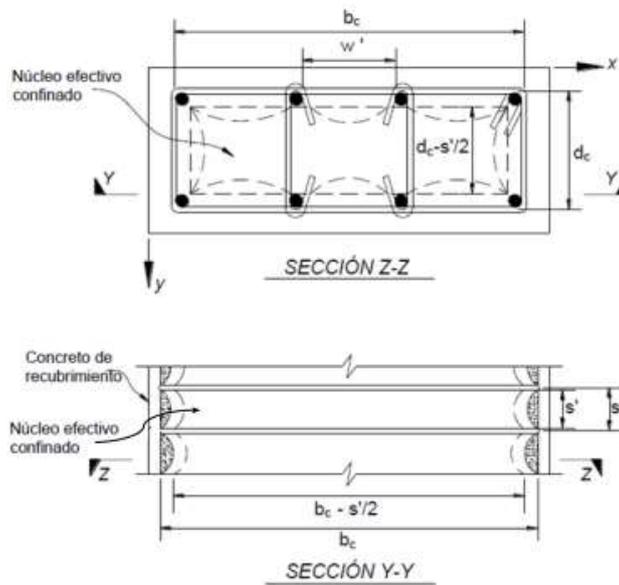


Figura A.2.3.1.2.b - Núcleo confinado efectivo para estribos de refuerzo rectangulares (adaptada de Mander et al., 1988)

A.2.3.1.3 A partir de los esfuerzos laterales de confinamiento en cada dirección, f_{lx} , f_{ly} calculados con las ecs. A.2.3.2.d y A.2.3.2.e, se determinará la relación entre los esfuerzos máximos del concreto confinado y sin confinar, f_{cc}'/f_c' , utilizando la ec. A.2.3.1.1.e.

A.2.3.2 Efecto de las cargas cíclicas en el modelado del concreto

A.2.3.2.1 La gráfica esfuerzo-deformación unitaria del concreto bajo cargas cíclicas, que pasan de producir esfuerzos de compresión a producir esfuerzos de tensión, es diferente a una gráfica bajo cargas monotónicas. Este efecto se deberá tomar en cuenta en el modelado del concreto. Las ecuaciones en A.2.3.2.2, A.2.3.2.3 y A.2.3.2.4 se podrán usar para representar los siguientes segmentos de gráficas esfuerzo-deformación unitaria:

- Cuando se descarga un espécimen sometido a compresión hasta llegar a un esfuerzo nulo
- Cuando el esfuerzo aplicado al espécimen pasa de compresión a tensión
- Cuando se recarga el espécimen hasta tener de nuevo esfuerzos de compresión.

A.2.3.2.2 Primera descarga - en la fig. A.2.3.2.2 se muestra una curva esfuerzo-deformación unitaria de un espécimen de concreto al que se aplican esfuerzos de compresión hasta el punto (ϵ_{un}, f_{un}) . A partir de este punto, el espécimen se descarga hasta llegar al punto ϵ_{pl} , que representa una deformación plástica remanente. Esta deformación plástica y el módulo de elasticidad tangente en la descarga, E_u , se determinarán con las ecs. A.2.3.2.2.a a A.2.3.2.2.k:

$$\epsilon_a = a\sqrt{\epsilon_{un}\epsilon_{cc}} \quad (\text{A.2.3.2.2.a})$$

La constante a será el mayor valor de A.2.4.2.2.b o A.2.4.2.2.c:

$$a = \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cc} + \epsilon_{un}} \quad (\text{A.2.3.2.2.b})$$

$$a = \frac{0.09\epsilon_{un}}{\epsilon_{cc}} \quad (\text{A.2.3.2.2.c})$$

$$\epsilon_{pl} = \epsilon_{un} - \frac{(\epsilon_{un} + \epsilon_a)f_{un}}{(f_{un} + E_c\epsilon_a)} \quad (\text{A.2.3.2.2.d})$$

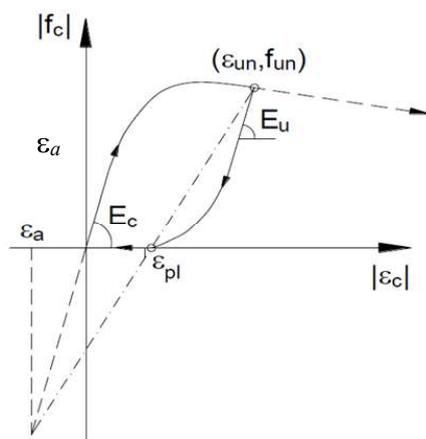


Figura A.2.3.2.2 - Curva esfuerzo-deformación unitaria para una rama de descarga y determinación de una deformación unitaria plástica ϵ_{pl} a partir de una deformación unitaria común ϵ_a

La curva de descarga mostrada en la fig. A.2.3.2.2, queda definida por las ecs. A.2.3.2.2.e a A.2.3.2.2.h:

$$f_c = f_{un} - \frac{f_{un} x r}{r - 1 + x^r} \tag{A.2.3.2.2.e}$$

en la cual:

$$r = \frac{E_u}{E_u - E_{sec}} \tag{A.2.3.2.2.f}$$

$$E_{sec} = \frac{f_{un}}{\epsilon_{un} - \epsilon_{pl}} \tag{A.2.3.2.2.g}$$

$$x = \frac{\epsilon_c - \epsilon_{un}}{\epsilon_{pl} - \epsilon_{un}} \tag{A.2.3.2.2.h}$$

donde E_u es el módulo de elasticidad en la descarga calculado con la ecs. A.2.3.2.2.i a A.2.3.2.2.k

$$E_u = bcE_c \tag{A.2.3.2.2.i}$$

$$b = \frac{f_{un}}{f'_c} \leq 1 \tag{A.2.3.2.2.j}$$

$$c = \left(\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{un}} \right)^{0.5} \leq 1 \tag{A.2.3.2.2.k}$$

ϵ_{cc} corresponde a la deformación unitaria asociada a la resistencia (especificada o nominal) del concreto en compresión, ya sea en condición de comportamiento como concreto simple (no confinado), f'_c , o como concreto confinado, f'_{cc} .

A.2.3.2.3 Zona de esfuerzos de tensión - en la fig. A.2.3.2.3 se muestra, en el segundo cuadrante, la gráfica en la zona de esfuerzos de tensión. El espécimen fallaría cuando la deformación unitaria a tensión alcance la deformación de falla, a un esfuerzo menor que el de un espécimen que no se someta previamente a compresión. Las ecs. A.2.3.2.3.a a A.2.3.2.3.d permiten obtener los valores correspondientes.

$$f_t = f'_t \left(1 - \frac{\epsilon_{pl}}{\epsilon_{cc}} \right) \tag{A.2.3.2.3.a}$$

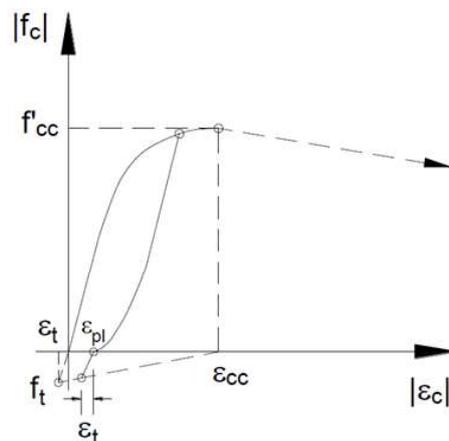


Figura A.2.3.2.3 – Deterioro asumido en la resistencia a tensión del concreto debido a una carga de compresión aplicada en el semiciclo inmediato anterior

Si $\epsilon_{pl} < \epsilon_{cc}$ entonces $f_t = 0$. De este modo la relación esfuerzo-deformación unitaria se calculará con las ecs. A.2.3.2.3.b a A.2.3.2.3.d:

$$f_t = E_t(\epsilon_c - \epsilon_{pl}) \quad (\text{A.2.3.2.3.b})$$

donde:

$$E_t = \frac{f_t}{\epsilon_t} \quad (\text{A.2.3.2.3.c})$$

y

$$\epsilon_t = \frac{f_t'}{E_c} \quad (\text{A.2.3.2.3.d})$$

Cuando la deformación a tensión excede la resistencia de deformación a tensión, por ejemplo $\epsilon_c > (\epsilon_t - \epsilon_{pl})$, se generan grietas y la resistencia a tensión del concreto para todas las cargas subsecuentes se supondrán igual a cero.

A.2.3.2.4 Recarga - en la fig. A.2.3.2.4 se muestra una curva esfuerzo-deformación unitaria que incluye ramas de carga, descarga y recarga. Si en el punto más bajo de la rama de descarga queda un esfuerzo de compresión, las coordenadas del punto de inicio de la recarga serán (ϵ_{ro}, f_{ro}) . Si no hay compresión y se agrieta el espécimen, las coordenadas serán $\epsilon_{ro} = (\epsilon_{pl} - \epsilon_t)$ y $f_{ro} = 0$. Se puede suponer una relación lineal entre ϵ_{ro} y ϵ_{un} , y la degradación del esfuerzo de compresión por efecto de la carga cíclica se podrá tomar en cuenta mediante un esfuerzo reducido, f_{new} , con la ec. A.2.3.2.4.a:

$$f_{new} = 0.92 f_{un} + 0.08 f_{ro} \quad (\text{A.2.3.2.4.a})$$

Entre el punto de inicio de la recarga y el punto de esfuerzo f_{new} , se considerará la siguiente relación lineal calculada con las ecs. A.2.3.2.4.b y A.2.3.2.4.c:

$$f_c = f_{ro} + E_r(\epsilon_c - \epsilon_{ro}) \quad (\text{A.2.3.2.4.b})$$

donde

$$E_r = \frac{f_{ro} - f_{new}}{\epsilon_{ro} - \epsilon_{un}} \quad (\text{A.2.3.2.4.c})$$

Después del tramo recto, se tiene una variación parabólica, y la curva esfuerzo-deformación unitaria monotónica regresa a sus coordenadas (ϵ_{re}, f_{re}) .

La deformación de regreso ϵ_{re} se calcula con la ec. A.2.3.2.4.d:

$$\epsilon_{re} = \epsilon_{un} + \frac{f_{un} - f_{new}}{E_r \left(2 + \frac{f_{cc}'}{f_{co}'} \right)} \quad (\text{A.2.3.2.4.d})$$

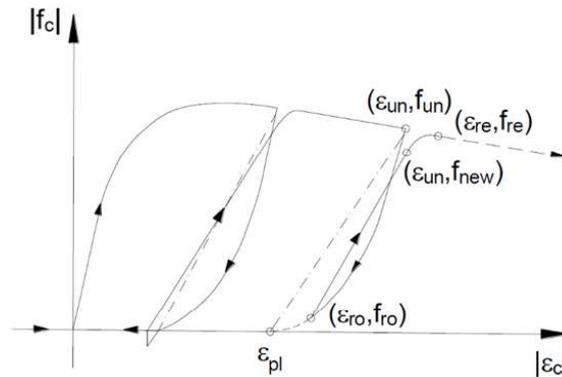


Figura A.2.3.2.4 - Curva esfuerzo-deformación unitaria para rama de recarga

A.2.3.2.5 Curva de transición parabólica - la curva de transición parabólica se calculará con las ecs. A.2.3.2.5.a a A.2.3.2.5.c:

$$f_c = f_{re} + E_{re}x + Ax^2 \tag{A.2.3.2.5.a}$$

donde

$$x = (\epsilon_c + \epsilon_{re}) \tag{A.2.3.2.5.b}$$

$$A = \frac{E_r - E_{re}}{-4[(f_{new} - f_{re}) - E_r(\epsilon_{un} - \epsilon_{re})]} \tag{A.2.3.2.5.c}$$

E_{re} y f_{re} son el módulo y el esfuerzo en el punto tangente de regreso, respectivamente, calculados en el punto de deformación de regreso, ϵ_{re} , usando la relación monotónica esfuerzo-deformación unitaria.

A.3 Diagramas momento-rotación

A.3.1 Criterios generales

A.3.1.1 En esta sección se hace referencia a dos métodos para determinar los diagramas momento-rotación. En ambos métodos se considera que estos diagramas pueden representarse en forma trilineal como se muestra en la fig. A.3.1.2 En el método presentado en A.3.1.2, los puntos del diagrama se calculan a partir de ecuaciones obtenidas a partir de ensayos experimentales y estudios analíticos, y una vez obtenidos los diagramas se fijan las deformaciones máximas aceptadas para los distintos estados de comportamiento o desempeño de la NTC-Sismo: ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso. El segundo método referido corresponde al del ACI 369.1, en el cual los puntos que definen la curva de comportamiento se obtienen a partir de tablas obtenidas de análisis estadísticos de numerosos ensayos experimentales. Las tablas incluyen las deformaciones aceptables para los mismos tres estados de comportamiento.

A.3.1.2 En esta opción de modelado, el comportamiento a flexión o a flexocompresión de los miembros estructurales se representa con un diagrama como el mostrado en la fig. A.3.1.2, consistente con la fig. 3.3.7.7.1. La rama inicial OA corresponde a momentos flexionantes menores que el momento de fluencia M_y ; en el cálculo de este momento deberá usarse la resistencia esperada del concreto \bar{f}_c y el esfuerzo de fluencia esperado del acero \bar{f}_y . La rigidez de la rama inicial deberá tomar en cuenta el agrietamiento de las secciones, la contracción y el flujo plástico. En A.3.2 y A.3.3 se presentan opciones para el cálculo de las rigideces de diversos elementos estructurales.

A.3.1.3 La resistencia esperada del concreto puede considerarse 30 por ciento mayor que la resistencia especificada f'_c y la del acero de refuerzo, según la tabla A.2.2.2.

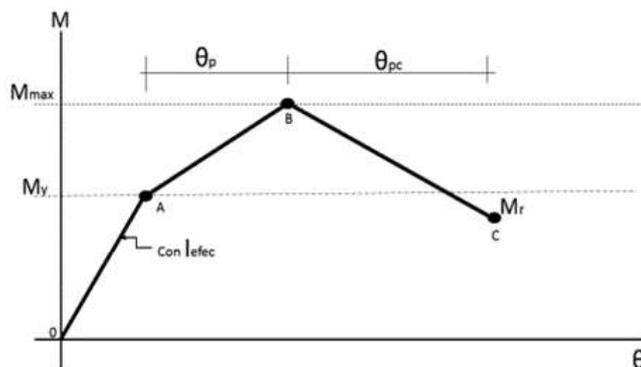


Figura A.3.1.2 – Gráfica idealizada momento-rotación

A.3.2 Rigidez efectiva de elementos sujetos a flexión y flexocompresión

A.3.2.1 Para vigas y columnas sujetas a flexión y flexocompresión, una opción para calcular su rigidez efectiva, EI_{efec} , es usar el módulo de elasticidad del concreto, E_c y el momento de inercia efectivo obtenido con la ec.A.3.2.1.

$$I_{efec} = I_g \left(-0.02 + 0.98 \frac{P}{A_g f_c} + 0.09 \frac{L_s}{H} \right) \tag{A.3.2.1}$$

donde $0.35 I_g \leq I_{efec} \leq 0.8 I_g$.

A.3.2.2 También se aceptará calcular las rigideces efectivas con los valores de la tabla A.3.2.2 que incluye opciones válidas para otros tipos de elementos y acciones.

Tabla A.3.2.2 - Rigideces efectivas para distintos elementos y acciones^[1]

Componente		Carga axial	Momento flexionante	Fuerza cortante
Vigas	No presforzada	$1.0E_c A_g$	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
	presforzada	$1.0E_c A_g$	$1.0E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
Columnas con compresión causada por cargas gravitacionales de diseño ^[2]	$\geq 0.5A_g f_c'$	$1.0E_c A_g$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
	$\leq 0.1A_g f_c'$ o con tensión	$1.0E_c A_g$ (compresión) $1.0E_s A_{st}$ (tensión)	$0.3I_g$	$0.4E_c A_g$
Muros estructurales ^[3]	En el plano	$1.0E_c A_g$	$0.35E_c I_g$	$0.2E_c A_g$
	Fuera del plano	$1.0E_c A_g$	$0.25E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
Diafragmas (solo en el plano) ^[4]	No presforzado	$1.0E_c A_g$	$0.25E_c I_g$	$0.25E_c A_g$
	presforzado	$1.0E_c A_g$	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
Vigas de acoplamiento	Con o sin refuerzo diagonal	$1.0E_c A_g$	$0.07 \left(\frac{l_n}{h} \right) E_c I_g$ $\leq 0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
Cimentaciones corridas	En el plano	$0.5E_c A_g$	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
	Fuera del plano ^[5]		$0.5E_c I_g$	

[1] Los valores tabulados para la rigidez axial, flexión y cortante deberán aplicarse simultáneamente al definir la rigidez efectiva de un elemento, a menos que se justifiquen combinaciones alternativas.

[2] Para columnas con compresión axial entre los límites indicados, la rigidez a flexión deberá determinarse por medio de interpolación lineal.

[3] Los valores tabulados son adecuados cuando los miembros se modelan utilizando elementos lineales para representar sus propiedades, se modelan con una barra que en su parte central tiene un comportamiento elástico y en sus extremos tiene las articulaciones plásticas.

[4] Se deberá permitir que los diafragmas se modelen como rígidos en su propio plano si esto no conduce a diferencias en los resultados de los análisis.

[5] Los valores de rigidez dados para losas de cimentación dependen de las condiciones generales de la losa misma. Cuando los muros u otros miembros verticales no imponen restricciones suficientemente grandes, por ejemplo, por la existencia de aberturas en los muros, aunado a la presencia de cargas cíclicas reversibles, los valores de rigidez deberán disminuirse.

A.3.2.3 Se aceptará omitir el cálculo de la rigidez efectiva de los nudos porque su flexibilidad presenta menos influencia en la flexibilidad total de las estructuras, comparativamente con la de los elementos estructurales. Adicionalmente, los valores propuestos en A.3.2.1 y A.3.2.2 toman en cuenta el deslizamiento de las barras de refuerzo de las conexiones.

A.3.3 Momentos flexionantes

A.3.3.1 El momento a la fluencia, M_y , y la rotación correspondiente a la fluencia, θ_y , deberá calcularse considerando las hipótesis de 3.6.1, tomando en cuenta las propiedades de los materiales indicadas en A.3.1.2 y la rigidez efectiva de A.3.2.1. Para el cálculo del momento máximo, M_{max} , deberá incluirse el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo. También podrá calcularse con la ec. A.3.3.1.1. La rotación θ_p se podrá calcular con la ec. A.3.3.1.2.

$$\frac{M_{m\acute{a}x}}{M_y} = (1.25)(0.89)^\vartheta (0.91)^{0.01c_u f'_c} \quad (\text{A.3.3.1.1})$$

$$\theta_p = 0.12(1 + 0.55\alpha_{s1}) 0.16^\vartheta (0.02 + 40p_{sh})^{0.43} (0.54)^{0.01c_u f'_c} (0.66)^{0.1s_n} (2.27)^{10.0p} \quad (\text{A.3.3.1.2})$$

donde $\alpha_{s1} = 1$, a menos que se evite el deslizamiento por falla de adherencia; $\vartheta = P/A_g f'_c$, es el índice de carga axial; $p_{sh} = A_{sh}/s b$, es la relación de refuerzo transversal en la zona de articulación plástica; c_u es un factor de conversión de unidades igual a 1 para unidades en Sistema Internacional e igual a 0.1 para sistema gravitacional usual (MKS); $s_n = (s/d_b)(f_y/100)^{0.5}$ es un factor para considerar el pandeo de los estribos, s es la separación de estribos, d_b es el diámetro de los estribos y $f_y/100$ deberá cambiarse a $f_y/1\ 000$ en unidades del sistema MKS; y p es la relación de refuerzo longitudinal.

A.3.3.2 La ec. A.3.3.1.2 se aplicará tanto a vigas como a columnas, pero cuando el refuerzo longitudinal de los elementos no sea simétrico deberá introducirse el factor de corrección de la ec. A.3.3.2:

$$\theta_{p(\text{asimétrico})} = \left[\frac{\max\left(0.01, \frac{p'f_y}{f'_c}\right)}{\max\left(0.01, \frac{pf_y}{f'_c}\right)} \right] \theta_{p(\text{simétrico})} \quad (\text{A.3.3.2})$$

A.3.3.3 Se aceptará suponer que el momento M_r es muy pequeño y se podrá despreciar (igualándolo a cero). La rotación θ_{pc} se deberá calcular con la ec. A.3.3.3:

$$\theta_{pc} = (0.76)(0.031)^\vartheta (0.02 + 40p_{sh})^{1.02} \leq 0.10 \quad (\text{A.3.3.3})$$

A.4 Deterioro en los diagramas momento-rotación

A.4.1 Deterioro bajo cargas cíclicas

A.4.1.1 La gráfica de la fig. A.3.1.1 (repetida incluyendo θ_y en la fig. A.4.1.1) se conoce como curva básica, esqueleto o monótona, y cuando se calcule numéricamente deberá modificarse para tomar en cuenta el deterioro bajo cargas cíclicas. Esta modificación se deberá hacer como se especifica en A.4.2 o en A.4.3

Espacio en blanco dejado de manera intencional

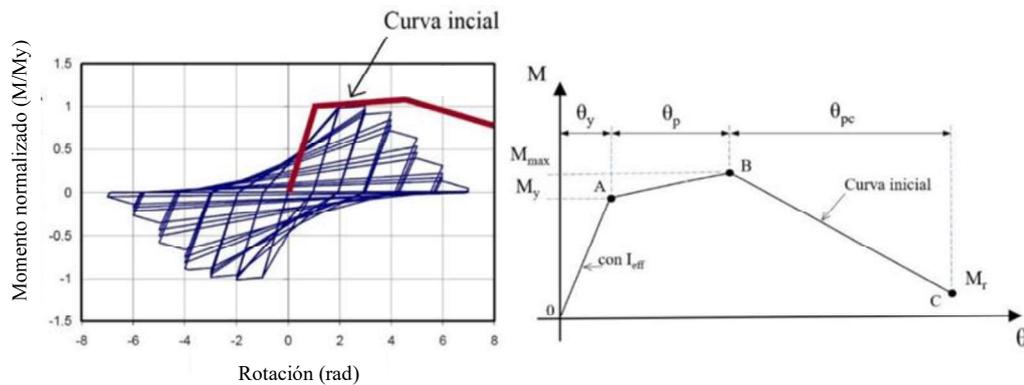


Figura A.4.1.1 - Deterioro bajo cargas cíclicas

A.4.2 Deterioro calculado con la energía disipada

A.4.2.1 El deterioro en un determinado ciclo i se define con un parámetro β_i dado por la ec. A.4.2.1.

$$\beta_i = \left(\frac{E_i}{E_i - \sum_{j=1}^i E_j} \right)^c \tag{A.4.2.1}$$

donde:

- E_i Energía histerética disipada en el ciclo i
- E_t Capacidad referente de rotación plástica, expresada como, $E_t = \eta \theta_p M_y$.
- $\sum E_j$ Energía histerética disipada en todos los ciclos anteriores
- c Exponente que define la velocidad de deterioro y que se toma igual a **1.0**
- η Parámetro que define la capacidad media de disipación de energía como $\eta = 30(0.03)^\vartheta$, donde ϑ es el índice de carga axial.

A.4.3 Deterioro calculado de manera empírica

A.4.3.1 Se usa un diagrama momento-rotación modificado para tomar en cuenta el deterioro del elemento en el caso de estructuras existentes. En la fig. A.4.3.1 se muestran el diagrama original de la fig. A.4.1.1 y el diagrama modificado que alcanza su valor máximo de momento en el punto **D**. Este punto se determina a partir de la abscisa $\theta_y + 0.70\theta_p$ y define el momento $M'_{m\acute{a}x}$. El punto A del diagrama modificado define la rotación a la fluencia. El límite para la condición de desempeño de ocupación inmediata (OI) no deberá ser mayor que 0.005. El punto D define en el diagrama calculado el límite de seguridad de vida (SV). Para el límite de prevención de colapso (PC) se usa la rama descendente de la curva modificada hasta un valor del 80 por ciento de $M'_{m\acute{a}x}$. $M'_{m\acute{a}x}$ se calcula con la ec. A.3.3.1.1 y θ_p con la ec. A.3.3.1.2. Para el caso del proceso de diseño de una estructura nueva que se haya diseñado considerando los capítulos 7 u 8, la relación momento rotación se mantendrá con la curva 0ABC.

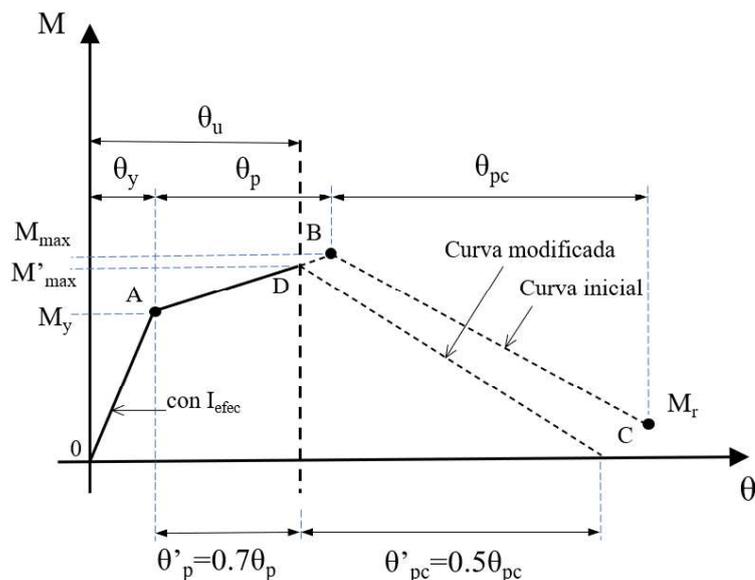


Figura A.4.2.1 - Diagrama momento-rotación original y modificado con deterioro incluido

Comentario

En A.2, A.3 y A.4 se presentan dos procedimientos para calcular el comportamiento de las zonas de articulación plástica en miembros estructurales, principalmente vigas y columnas. Para el caso del uso de la relación momento-curvatura, obtenido de manera analítica considerando el comportamiento de los materiales, en el procedimiento se incluye la degradación de rigidez en carga, descarga y recarga, pero no incluye el deterioro (degradación de resistencia y/o rigidez) en la curva base –esqueleto- ante patrones de carga cíclicos reversibles, por lo que el uso de este procedimiento se sugiere emplearlo básicamente en sistemas estructurales que cumplan todos los requisitos correspondientes a una edificación diseñada de conformidad con los Capítulos 7 u 8 de esta Norma.

En relación con el procedimiento para representar el comportamiento de las articulaciones plásticas por medio de los diagramas momento-rotación, mismos que, como se muestra en A.4, incluyen el efecto del deterioro en la configuración de la curva base –esqueleto-, estos pueden ser empleados para cualquier sistema estructural existente, independientemente del grado de ductilidad al que haya sido sujeto en el proceso de diseño; para el caso de estructuras nuevas no se incluirá el deterioro, usando la curva 0ABC.

A.5 Requisitos complementarios y criterios de aceptación

A.5.1 Clasificación de los miembros en función de las demandas o acciones internas

A.5.1.1 Todos los miembros de una estructura, tomando en cuenta las demandas o acciones internas, deberán clasificarse como elementos controlados por deformación o controlados por fuerza de acuerdo con A.5.1.3 o con A.5.1.5, respectivamente.

A.5.1.2 Aquellos elementos en los que no se permite la formación de articulaciones plásticas, serán clasificados como controlados por fuerza, en caso contrario serán controlados por deformación.

A.5.1.3 Las siguientes deberán seleccionarse como acciones en elementos controlados por deformación:

- Momento flexionante en vigas, muros estructurales, vigas de acoplamiento y conexiones losa-columna.
- Cortante en vigas de acoplamiento reforzadas con refuerzo en diagonal.
- Momento en columnas en combinación con fuerza axial.

A.5.1.4 Las deformaciones en elementos sujetos a estas acciones, D_u , no deberán exceder su capacidad de deformación correspondiente al nivel de desempeño de seguridad de vida (SV). Para vigas y columnas sujetas a flexocompresión los límites permisibles serán los definidos en A.4.2.1. Para otros elementos se pueden usar los límites establecidos en ACI 369.1.

A.5.1.5 Las siguientes deberán designarse como acciones en elementos controlados por fuerza:

- a) Cortante y momento en muros perimetrales de sótanos
- b) Cortante en el plano en diafragmas que no sean de transferencia
- c) Fuerzas normales en el plano en diafragmas diferentes de colectores
- d) Momento en miembros de cimentaciones superficiales, incluyendo zapatas aisladas y losas de cimentación
- e) Momento en miembros de cimentaciones profundas.

A.5.1.6 Elementos controlados por fuerza de carácter no crítico, deberán diseñarse por capacidad siempre que la falla no resulte en ninguno de a) a c):

- a) Colapso de la estructura
- b) Pérdida de la resistencia sísmica de la estructura
- c) Peligro de caída de material.

A.5.1.7 Todos los elementos cuyas acciones no hayan sido designadas como controladas por deformación, aquellos ordinarios controlados por fuerza o no críticas controladas por fuerza, deberán clasificarse como críticos controlados por fuerza.

Comentario

Cuando se requiere de hacer análisis inelásticos es necesario definir las características de comportamiento esperado de los miembros de la estructura, algunos con comportamiento dúctil, denominados controlados por deformación, y los no dúctiles, denominados controlados por fuerza. Para los de comportamiento dúctil se establecen dos procedimientos. En ambos es necesario definir su comportamiento a través de un diagrama carga-deformación, y los límites de deformación aceptables para los criterios de desempeño de Ocupación Inmediata (OI), Seguridad de Vida (SV) y Prevención de Colapso (PC). El primero es el presentado en A.2, A.3 y A.4, el segundo, en A.5.2 y A.5.3, respectivamente.

A.5.2 Resistencia esperada de los materiales

A.5.2.1 La resistencia esperada de los materiales deberá definirse con base en datos aplicables del proyecto mismo o datos de otros proyectos que utilicen construcción y materiales similares. Si no se dispone de datos aplicables, se permite utilizar las resistencias esperadas de los materiales presentadas, para el acero de refuerzo, en la tabla A.2.2.2, y para el concreto lo indicado en A.2.3.1.1.

A.5.3 Procedimiento alternativo para el cálculo de los diagramas momento - rotación

A.5.3.1 Para el cálculo de los parámetros que definen la curva momento-rotación, alternativamente a A.2, A.3 y A.4, se permite utilizar los procedimientos y expresiones presentadas en el Capítulo 7 de la NTC-Evaluación y Rehabilitación.

A.5.4 Criterios de aceptación de demandas o acciones en elementos controlados por deformación

A.5.4.1 En ninguna articulación plástica, la rotación excederá el valor de la rotación asociada a la resistencia máxima del diagrama momento-rotación, a menos que se cumpla con a) o b):

- a) El análisis supone que la resistencia asociada con este modo de deformación es despreciable para el resto del análisis, y la estructura se evalúa para estabilidad y resistencia
- b) Se considera que la estructura tiene una respuesta inaceptable al movimiento del terreno en cualquiera de los siguientes casos 1) a 6):
 - 1) La solución analítica no converge
 - 2) Las acciones calculadas sobre elementos controlados por deformación exceden los límites establecidos en el modelado
 - 3) Las acciones calculadas sobre elementos controlados por fuerza superan la capacidad del elemento

- 4) Las deformaciones calculadas en elementos no incluidos en el SERCGFL superan los límites de deformación en los que los elementos ya no pueden soportar sus cargas gravitacionales
- 5) La relación de distorsión máxima de entrepiso supera el valor permisible para el nivel de desempeño de Seguridad de vida γ_{SV} indicado en 4.3.1 de la NTC-Sismo.
- 6) Para estructuras que excedan 70 m de altura, medidos desde la superficie del terreno, la distorsión residual de cualquier entrepiso, excede un valor de $0.010h_{xx}$ (donde h_{xx} es la altura del entrepiso de interés).

A.5.4.2 D_u deberá determinarse por medio de a), b) o c):

- a) D_u del miembro deberá tomarse como el intervalo válido de modelaje por comparación con el modelo de histéresis del cual se disponga de ensayos de laboratorio que cubran adecuadamente el efecto de cargas gravitacionales
- b) En el caso de los muros estructurales, si se modelan utilizando plasticidad distribuida (con base en fibras distribuidas), D_u deberá evaluarse utilizando la deformación unitaria promedio. La deformación unitaria deberá evaluarse sobre la altura de la longitud de la articulación plástica, l_p , donde l_p será el mayor valor de A.5.4.2.a y A.5.4.2.b:

$$l_p = 0.2l_w + 0.03h_w \quad (\text{A.5.4.2.a})$$

$$l_p = 0.08h_w + 0.022f_y d_b \quad (\text{A.5.4.2.b})$$

pero sin exceder la altura del entrepiso, donde d_b y f_y se determinan con base en el refuerzo longitudinal del muro

- c) Si los componentes estructurales se modelan utilizando modelos de plasticidad concentrada (articulación concentrada) o de plasticidad distribuida (con base en fibras distribuidas), se permite que D_u esté de acuerdo con ACI 369.1 o según se respalde por medio de ensayos de laboratorio.

A.5.4.3 El valor límite para la rotación a la fluencia deberá tomarse como $\theta_y = 0.008$ para vigas. Para el caso de otro tipo de elemento estructural, se podrá considerar como límite para la rotación a la fluencia el valor de la variable γ_{OI} , que se propone como distorsiones límite para estructuras de concreto reforzado en el Capítulo 4 de la NTC-Sismo.

A.5.5 Resistencia esperada de acciones en elementos controlados por fuerza

A.5.5.1 Todas las acciones en elementos controlados por fuerza deberán evaluarse de acuerdo con lo indicado en esta Norma, con la resistencia esperada tomada como $F_{RS}R_n$.

A.5.6 Requisitos adicionales de detallado

A.5.6.1 Para estructuras diseñadas con ductilidad media, si la máxima deformación media de un conjunto de análisis de historia de la respuesta excede $0.5D_u$, los miembros deberán cumplir con los requisitos de detallado que se indican en el Capítulo 8.

A.5.6.2 Cuando las deformaciones de vigas exceden $0.5D_u$, la dimensión de la columna paralela al refuerzo longitudinal de la viga deberá incrementarse en 20 por ciento.

A.5.7 Revisión de los análisis dinámicos no lineales

A.5.7.1 Relaciones carga-deformación no lineales. Para análisis dinámico no lineal, el comportamiento histérico completo de cada zona del elemento definida como articulación plástica, deberá modelarse utilizando propiedades verificadas mediante evidencia experimental. Se permitirá el uso de la relación carga-deformación descrita en la fig. A.4.2.1 para representar la relación envolvente para el análisis.

A.5.7.2 Parámetros de modelado no lineal. Las propiedades de descarga y recarga deberán poder representar, según sea el caso, características significativas de degradación de la rigidez y la resistencia.

A.5.7.3 Modelos de elementos de vigas y columnas. Las vigas y columnas se deberán modelar utilizando modelos de articulaciones plásticas concentradas (plasticidad concentrada) o de plasticidad distribuida. Se permitirán otros modelos cuyo

comportamiento represente el comportamiento de elementos de vigas y columnas de concreto reforzado sometidos a cargas sísmicas.

A.5.7.4 Modo de comportamiento de vigas y columnas. El modelo de viga y columna deberá ser capaz de representar una respuesta inelástica a lo largo de la longitud dichos elementos, excepto cuando el equilibrio muestra que la fluencia está restringida a los extremos del elemento. Cuando se espera una respuesta no lineal en un modo que no sea la flexión, el modelo deberá establecerse para representar tales efectos.

A.5.7.5 Resistencia del elemento carga-deformación. La relación carga-deformación general deberá establecerse de modo que la resistencia máxima sea consistente con las especificaciones de resistencia y capacidad de deformación de A.2, A.3 y A.4.

A.5.7.6 Modelado de muros. Para muros estructurales con una relación $H_m/L_m \geq 2$, el modelo numérico del muro y su conexión a miembros adyacentes debe representar los efectos cinemáticos asociados con la rotación y levantamiento (*up lift*), incluyendo el efecto de desplazamiento del eje neutro como una función de la fuerza axial aplicada y la deformación lateral, a menos que se pueda demostrar que tales efectos no afectan los requisitos de diseño estructural.

Comentario

En concordancia con la NTC-Sismo, esta Norma supone que el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (SV), es alcanzado a un desplazamiento próximo a la resistencia máxima del elemento y el sismo base de diseño se revisa entonces para este nivel de desempeño. Ninguna rotación plástica ha de exceder el valor de rotación asociado a la resistencia máxima de su diagrama momento-rotación. Se considera el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (SV) como objetivo, para que las estructuras dúctiles, ante un eventual daño, puedan ser rehabilitadas. Las estructuras de ductilidad media y alta, objeto de este Apéndice, tendrían que ser redimensionadas, detalladas y reanalizadas en el caso de no cumplir con algún criterio de aceptación de A.5.4.

A.6 Límites en el comportamiento inelástico

A.6.1 Para fines de revisión de la pertinencia del diseño deberán establecerse límites a los momentos y a las rotaciones del diagrama de la fig. A.4.2.1, que dependen de los niveles de desempeño establecidos en la tabla 1.1.a de la NTC-Sismo. En cuanto a los valores calculados considerando las características geométricas y de refuerzo de los miembros estructurales, como se indica en A.4.2.1, para el nivel de desempeño de seguridad de vida, el diagrama deberá tener como límite calculado el punto que corresponde a $M'_{m\max}$ y a $\theta'_p + \theta_y$; para el estado límite de prevención de colapso, el límite calculado deberá ser el punto que corresponde a $0.8 M'_{m\max}$ en la rama descendente. Los valores calculados para estos parámetros de comportamiento deberán revisarse de modo que no resulten mayores que los valores límite propuestos como criterios de aceptación para los tres niveles de desempeño: Ocupación Inmediata (OI), Seguridad de Vida (SV) y Prevención de Colapso (PC), véase ACI 369.1.

Comentario

En 3.2.1.2 se establece que, para realizar análisis dinámicos no lineales de estructuras de concreto puede utilizarse la hipótesis de plasticidad concentrada en los extremos de los elementos. También se establece en 3.6 que las articulaciones plásticas pueden modelarse con dos enfoques: el de momento-curvatura y el de momento-rotación. El primero consiste en obtener un diagrama momento-curvatura de la sección transversal que se analice, hasta la falla del elemento estructural, multiplicar la curvatura por una longitud de la articulación plástica obtenida experimentalmente o comprendida entre 0.50 y 0.75 veces el peralte del elemento estructural, y obtener de esta manera la capacidad de rotación de la articulación plástica y el momento flexionante que resiste la sección transversal. En el segundo enfoque se utilizan directamente diagramas momento-rotación obtenidos experimentalmente para los elementos de la estructura que se analiza o diagramas obtenidos en investigaciones experimentales de las que se han obtenido diagramas momento-rotación que incluyen el efecto de las variables que se ha visto que tienen mayor impacto en el comportamiento de los elementos estructurales en las etapas no lineales. Diagramas momento-curvatura que abarquen toda la historia de carga hasta la falla del elemento pueden obtenerse con las hipótesis usuales de flexión y flexocompresión incluidas en 3.6. Sin embargo, estas hipótesis deberán modificarse para tomar en cuenta factores que resultan importantes en etapas avanzadas de carga o cuando las acciones que actúan sobre la estructura son de naturaleza dinámica. Por esta razón se especifica en A.2.2 usar una gráfica esfuerzo-deformación unitaria del acero que incluya la zona de endurecimiento por deformación en vez de la gráfica elastoplástica usual (Mendoza et al., 2013 y Rodríguez y Botero, 1995). En cuanto al concreto, se ha comprobado que la gráfica esfuerzo-deformación unitaria obtenida en ensayos usuales se modifica sustancialmente con el grado de confinamiento proporcionado por estribos transversales o por hélices. Para tomar en cuenta este efecto, se presentan las disposiciones de A.2.3.1 basadas en las investigaciones de Mander et al. (1988).

La gráfica esfuerzo-deformación unitaria del concreto sometido a cargas cíclicas es también diferente a la obtenida con cargas monotónicas (Mander et al., 1988) factor muy importante en zonas sísmicas como la Ciudad de México. (figs. A.2.3.2.2 a A.2.3.2.4). Este factor se deberá tomar en cuenta como se especifica en A.2.3.2.

El segundo enfoque para modelar las articulaciones plásticas consiste en obtener directamente diagramas momento-rotación en vez de calcular primero los diagramas momento-curvatura y a partir de ellos obtener las rotaciones multiplicando las curvaturas por longitudes de las articulaciones plásticas. Para calcular los diagramas momento-rotación, se establecen primero diagramas que reflejan el comportamiento de los elementos bajo cargas monotónicas de corta duración. Éstos se denominan diagramas iniciales, esqueleto o base (backbone en inglés) y después se modifican para tomar en cuenta el efecto de cargas cíclicas, el deterioro, el efecto de las fuerzas cortantes y el del deslizamiento de las barras de refuerzo dentro del concreto (bond slip). Se ha observado que este último puede contribuir hasta en más del 30 por ciento de la deformación total de una unión articulación plástica (Hwang et al., 2015).

Existen dos enfoques para considerar el deterioro en un diagrama momento-rotación calculado analíticamente. El presentado en A.4.2 y el presentado en A.4.3. En el primero, se toma en cuenta que en cada ciclo de carga ocurren deterioros del material tanto en resistencia como en rigidez. Ibarra, Medina y Krawinkler (2005) propone cuatro modos de deterioro: resistencia básica, resistencia post-máxima, rigidez de descarga y rigidez de recarga acelerada. Un ejemplo de aplicación puede verse en Carpio, González y Arellano (2023).

En el segundo, los diagramas momento-rotación pueden obtenerse experimentalmente ensayando especímenes que simulen adecuadamente la estructura real que se está analizando o revisando. Un ejemplo de estos ensayos puede encontrarse en Zuo Xin et al. (1992). Estos ensayos se realizan normalmente con cargas monótonas, estableciendo patrones de desplazamiento, por lo que los diagramas obtenidos son iniciales, o sea, que no toman en cuenta los efectos del deterioro y de las cargas cíclicas. Dado que resulta complicado y costoso realizar los ensayos para cada estructura, puede recurrirse a definir los diagramas iniciales a partir de aquellos obtenidos de otras investigaciones en las que se han establecido los parámetros principales que determinan la configuración de los diagramas. La NTC-Concreto estipula el uso del diagrama mostrado en la fig. A.4.2.1, con los valores de los parámetros de las ecs. A.3.2.1, A.3.3.1.1, A.3.3.1.2 y A.3.3.3. Estos diagramas fueron propuestos por Haselton et al. (2008 y 2010).

El procedimiento para determinar la relación momento-rotación que se muestra en el Apéndice A de esta Norma, presenta ligeras diferencias con los procedimientos que emanan de las publicaciones de FEMA y que se presentan en el ACI 369.1 y en la NTC-Evaluación y Rehabilitación. Hasta el punto de resistencia máxima, ambos procedimientos resultan muy similares, independientemente de las geometrías de las secciones y de las cuantías de acero de refuerzo longitudinal que se emplee; no obstante, la rama post-resistencia máxima presenta una pendiente de degradación notablemente diferente, resultando con una pérdida de resistencia menos abrupta en el procedimiento presentado en A.3 y A.4 de este Apéndice. La diferencia se debe a que esta Norma es aplicable al diseño de edificios nuevos para los que se supone un comportamiento dúctil, mientras que en la NTC-Evaluación y Rehabilitación se evalúa un edificio diseñado con normas anteriores que no incluían los criterios de detallado actuales para lograr un comportamiento dúctil comparable con el de estructuras nuevas.

A.7 Alcance de la revisión del análisis no lineal a realizar por el Corresponsable Nivel 2

A.7.1 El informe final escrito que documentará la revisión del Corresponsable Estructural Nivel 2 y Especialistas deberá incluir, además de las indicadas en 7.2 de la NTC-Revisión, las verificaciones a) a j):

- a) Que se enuncie y describa el sistema estructural y el Q considerados en el análisis elástico lineal
- b) Que se describa el nivel de ductilidad (media o alta) utilizado en el dimensionamiento, diseño y detallado de elementos y que los planos estructurales correspondan con tal detallado
- c) Que se enuncie y describa en la memoria de cálculo el nivel de desempeño estructural objetivo para la estructura (OI o SV), descritos en 1.1 de la NTC-Sismo
- d) Que los movimientos del terreno (acelerogramas) considerados para el análisis sean representativos del sitio y correspondan con lo indicado en 7.4.1 de la NTC-Sismo
- e) Que se consideren adecuadamente las propiedades esperadas de los materiales según lo descrito en este Apéndice
- f) La correcta elección de acciones (deformación o fuerza) que controlan el comportamiento de cada elemento del modelo de análisis
- g) Que se consideren las inercias efectivas de los elementos estructurales a partir de los criterios señalados en este Apéndice
- h) Que las curvas de comportamiento de los elementos se incluyan en el modelo de análisis de la estructura y se documenten en la memoria de cálculo. Las curvas de comportamiento deberán ser las resultantes de aplicar las formulaciones expuestas en este Apéndice, o bien contar con suficiente evidencia experimental en el caso de considerar respuestas distintas

- i) Comprobar que en elementos seleccionados como controlados por deformación no se excedan los límites de rotación descritos en este Apéndice para el nivel de desempeño esperado
- j) Que el detallado de elementos indicado en planos estructurales corresponda con los representados en las curvas de comportamiento de todos los elementos y las uniones de los mismos.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS DEL APÉNDICE A

Carpio-Pacheco, C., González-Cuevas, O. M., y Arellano-Méndez, E., 2023, “Comportamiento no lineal de marcos de concreto reforzado diseñados con diferentes niveles de ductilidad”. *Ingeniería, Investigación y Tecnología*, 24 (01), 1-15. <https://doi.org/10.22201/ii.25940732e.2023.24.1.008>

Haselton, C. B.; Liel, A. B.; Taylor Lange, S, y Deierlein, G. G., 2008, “Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings”. PEER Report 2007/03.

Haselton, C. B.; Liel, A. B.; Taylor Lange, S, y Deierlein, G. G., 2010, “Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings”. (Updated Report).

Hwang, H. J.; Eom, T. S., y Park, H. G., 2015, “Bond-Slip Relationship of Beam Flexural Bars in Interior Beam-Column Joints”. *ACI Structural Journal*. November-December.

Ibarra, L. F., Medina, R. A., y Krawinkler, H., 2005, Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(12), 1489-1511. <https://doi.org/10.1002/eqe.495>

Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), 2010, “Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings. Task 7 Report for the Tall Buildings Initiative”. PEER Report 2010/111 (También publicado como PEER/ATC-72-1).

Mander, J. B.; Priestley, M. J. N.; y Park, R., 1988, “Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete”. *Journal of Structural Engineering*, V. 114, No. 8., ASCE, August.

Mendoza, C. J.; Aire, C.; López, J.; y Hernández, F., 2013), “Propiedades mecánicas de barras de refuerzo grados 42, 52 y 56”, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Rodríguez, M.E. y Botero, J.C., 1995, “Comportamiento Sísmico de Estructuras Considerando Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Mexicanos.” *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 49, 39-50.

Zuo Xin, X., Park, R., y Tanaka, H., 1992, “Behaviour of Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joints Designed Using High Strength Concrete and Steel”, Universidad de Canterbury Christchurch, Department of Civil Engineering, Nueva Zelanda.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

APÉNDICE B. ARCOS, CASCARONES Y LOSAS PLEGADAS

B.1 Alcance

B.1.1 Este Apéndice incluye requisitos mínimos para el diseño, análisis y construcción de arcos, cascarones y losas plegadas, incluyendo sus nervios y elementos de borde.

B.1.2 Todos los requisitos del cuerpo principal de esta Norma aplicarán a menos que sean exceptuados en este Apéndice.

B.2 Requisitos generales

B.2.1 Materiales

B.2.1.1 Las propiedades del concreto serán seleccionadas de conformidad con el Capítulo 2 de esta Norma.

B.2.1.1.1 El concreto deberá ser Clase 1, de peso normal y con una resistencia especificada a compresión a 28 días de al menos de 25 MPa (250 kg/cm²).

B.2.1.2 Las propiedades del acero de refuerzo serán seleccionadas de conformidad con el Capítulo 2 de esta Norma.

B.2.1.2.1 El valor máximo de f_y permitido para fines de diseño no excederá 420 MPa (4 200 kg/cm²), con excepción del refuerzo perimetral de tensión en la base de un cascarón, el cual podrá ser igual a 560 MPa (5 600 kg/cm²).

B.2.1.3 Los elementos que se dejen ahogados en el concreto (tuberías, anclajes, etc.) no deberán afectar la resistencia del elemento ni reducir su protección contra el fuego. En caso de usar elementos de aluminio, se deberán cubrir o tener un revestimiento que evite la reacción aluminio-concreto y la reacción electrolítica entre aluminio y acero. En adición, se deberán satisfacer los requisitos de 16.7.9.

B.2.1.3.1 Se deberá suministrar acero de refuerzo igual a 0.002 veces el área de la sección del concreto perpendicular a los tubos ahogados.

B.2.1.3.2 El recubrimiento especificado del concreto sobre tubos ahogados, incluidos sus conexiones, deberá ser al menos de 40 mm si el concreto está expuesto a tierra o al medio ambiente, o al menos de 20 mm si el concreto no está expuesto ni a tierra ni al medio ambiente.

B.2.1.4 Conexión con otros elementos

B.2.1.4.1 En caso de elementos colados en sitio, las conexiones entre nervios y columnas y entre cascarones y columnas, así como las columnas de borde deberán cumplir con el Capítulo 6 de esta Norma.

B.2.1.5 Análisis

B.2.1.5.1 Los arcos, cascarones y losas plegadas se analizarán siguiendo métodos reconocidos. En el análisis de cascarones delgados y losas plegadas podrá suponerse que el material es elástico, homogéneo e isótropo y que la relación de Poisson es igual a cero.

B.2.1.5.2 El análisis deberá satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones, y tomará en cuenta las condiciones de frontera que se tengan.

B.2.1.5.3 Se deberá investigar la posibilidad de inestabilidad del arco, cascarón o losa plegada bajo cargas permanentes y sometidas simultáneamente a cargas permanentes y accidentales (sismo y viento). Se deberá demostrar en el diseño que se evitará dicha inestabilidad. Se deberán considerar las limitaciones que imponga el pandeo del cascarón o losa y se investigará la posible reducción de las cargas de pandeo causada por deflexiones grandes, flujo plástico, diferencias entre la geometría real y la teórica, así como la aplicación de cargas concentradas normales al elemento. Se prestará especial atención a la posibilidad de pandeo de bordes libres de cascarones y losas.

B.2.1.5.4 En cascarones o losas presforzadas, se deberá considerar el pandeo. En caso de contacto espaciado entre el acero de presfuerzo y un ducto de mayor diámetro, se deberá revisar el pandeo del elemento entre puntos de contacto.

B.2.1.5.5 Se aceptará la realización de análisis inelásticos si se demuestra que estos métodos conducen a diseño seguros.

B.2.1.5.6 Se aceptará la ejecución de análisis experimentales si se demuestra que estos métodos conducen a diseño seguros.

B.2.1.5.7 *Simplificaciones en el análisis de cascarones y losas plegadas*

B.2.1.5.7.1 Se podrán aplicar métodos aproximados de análisis que cumplan las condiciones de equilibrio, aunque no satisfagan las de compatibilidad de deformaciones, a condición de que la experiencia haya demostrado que conducen a diseños seguros.

B.2.1.5.7.2 Se aceptará no tomar en cuenta la influencia de fenómenos tales como pandeo o flujo plástico del concreto, siempre que se demuestre analítica o experimentalmente, o por comparación con estructuras existentes de comportamiento satisfactorio, que tales influencias no tienen importancia.

B.3 Límites de diseño

B.3.1 El espesor mínimo de un arco, cascarón o losa plegada y la cuantía de refuerzo se seleccionarán de modo de satisfacer los estados límite de falla (Capítulo 5) y de servicio (Capítulo 13) de esta Norma.

B.3.2 En una región donde se prevea la ocurrencia de agrietamiento de membrana, la resistencia nominal a compresión, paralela a las grietas, se tomará como $0.4f'_c$.

B.3.3 *Esfuerzos límite en cascarones presforzados*

B.3.3.1 Los cascarones presforzados se clasificarán como Clase T o Clase SA según la tabla 13.2.2.1.1 de esta Norma.

B.3.3.2 No se permitirán cascarones presforzados Clase A según la clasificación de la tabla 13.2.2.1.1 de esta Norma.

B.3.3.3 Los esfuerzos en cascarones presforzados inmediatamente después de la transferencia y ante cargas de servicio no excederán los valores permisibles de la tabla 13.2.3.1 de esta Norma.

B.3.3.4 La fuerza de presfuerzo deberá aplicar un esfuerzo medio mínimo a la compresión de 0.9 MPa (9 kg/cm²).

B.4 Resistencia requerida

B.4.1 *Arcos, cascarones y losas plegadas presforzadas*

B.4.1.1 El análisis deberá incluir el comportamiento en las siguientes etapas: transferencia del presfuerzo, cargas de agrietamiento, cargas de servicio y cargas últimas (con factor de carga).

B.4.1.2 Si los tendones dentro del elemento son curvos, el diseño considerará las componentes de las fuerzas actuando en el elemento como resultado de la curvatura de los tendones.

B.4.1.3 Se considerará el efecto de las reacciones inducidas por el presfuerzo.

B.4.2 *Momento y cortante últimos*

B.4.2.1 En caso de arcos, cascarones o losas plegadas construidas integralmente a sus apoyos, M_u y V_u se podrán calcular en la cara del apoyo.

B.5 Resistencia de diseño

B.5.1 General

B.5.1.1 Todas las secciones deberán satisfacer que la resistencia de diseño sea igual o mayor que la resistencia requerida (o fuerza interna última), para todas las combinaciones de carga aplicables y considerando la interacción entre los efectos de las cargas.

B.5.1.2 Las vigas de borde, columnas y elementos de borde se diseñarán de acuerdo con los Capítulos 5 y 6.

B.5.1.3 El factor de resistencia F_R será el indicado en 3.8.

B.5.1.3.1 El valor de F_R para tensión de membrana será 0.90.

B.5.2 Fuerzas de membrana, momento y cortante

B.5.2.1 La resistencia de diseño de arcos, cascarones o losas plegadas sujetos a fuerzas de membrana, momentos y cortante estará basada en la distribución de esfuerzos y deformaciones unitarias obtenida de análisis elásticos o inelásticos.

B.5.2.2 El acero de refuerzo para resistir fuerzas de membrana, momentos y cortante con respecto a ejes en el plano del elemento se calculará de acuerdo con el Capítulo 5 de esta Norma. Deberá cumplir con los requisitos de 13.8 para refuerzo por cambios volumétricos.

B.5.2.3 El área del refuerzo a tensión del arco, cascarón o losa plegada será tal que fluya antes que se aplaste el concreto en compresión o se pandee el elemento.

B.5.2.4 El acero de refuerzo se deberá suministrar en dos o más direcciones y se deberá calcular de modo que su resistencia en cualquier dirección sea al menos igual o exceda la componente en tensión de las fuerzas internas en esa dirección. De manera optativa, el refuerzo requerido para resistir las fuerzas de membrana deberá ser suficiente para resistir las fuerzas axiales de tensión más la fuerza de tensión debido al cortante por fricción requerido para transferir fuerza cortante en cualquier sección de la membrana. El factor de fricción μ será el señalado en 5.7.1.2 de esta Norma.

B.5.2.5 En zonas de tensiones de magnitud elevada, el refuerzo se deberá colocar en las direcciones coincidentes con las fuerzas de membrana principales a tensión. Si esto no es práctico, se aceptará colocar el acero en dos o más direcciones.

B.5.2.6 Si la dirección del acero de refuerzo varía en más de 10 grados con respecto a la dirección de la fuerza de membrana principal a tensión, se ajustará la cuantía de refuerzo en función del agrietamiento ante cargas de servicio.

B.5.2.7 Si la magnitud de los esfuerzos de membrana principales a tensión varía mucho sobre la superficie del cascarón o losa plegada, se permitirá concentrar el refuerzo que resista el total de la tensión en las regiones de los esfuerzos máximos de tensión si se demuestra que conduce a un diseño seguro.

B.5.2.8 El acero de refuerzo requerido para resistir momentos de flexión deberá suministrarse considerando la acción simultánea de fuerzas axiales de membrana en la misma sección.

B.5.2.9 El diseño de anclajes y su efecto por la acción de cargas concentradas se hará de conformidad con 14.4 de esta Norma.

B.6 Límites de refuerzo

B.6.1 Acero mínimo en cascarones y losas plegadas no presforzadas

B.6.1.1 El área mínima de acero en cualquier sección medida en dos direcciones ortogonales será al menos 0.0018 veces el área bruta de la sección.

B.6.1.2 El área mínima de acero en la zona a tensión será al menos 0.0035 veces el área bruta de la sección.

B.6.2 Acero mínimo en cascarones y losas plegadas presforzadas

B.6.2.1 El área mínima de barras corrugadas $A_{s,min}$ en cascarones y losas plegadas con tendones adheridos o no adheridos será la indicada en la tabla B.6.2.1.

Tabla B.6.2.1 – Área mínima de barras corrugadas $A_{s,min}$ en cascarones y losas plegadas con tendones adheridos o no adheridos

Presfuerzo efectivo calculado en el área tributaria del tendón	$A_{s,min}$, mm ²
≥ 0.9 MPa (≥9 kg/cm ²)	No se requiere
< 0.9 MPa (<9 kg/cm ²)	0.0018 A_g

B.7 Detallado del refuerzo**B.7.1 General**

B.7.1.1 El recubrimiento del concreto será el indicado en B.7.2.

B.7.1.2 La longitud de desarrollo y de los traslapes se calculará según B.7.3.

B.7.1.3 En caso de paquetes de barras, se aplicará lo dispuesto en 14.6 de esta Norma.

B.7.1.4 La separación del refuerzo deberá cumplir con B.7.4.

B.7.1.5 La colocación del acero de refuerzo deberá satisfacer B.7.5.

B.7.2 Recubrimiento especificado de concreto

B.7.2.1 El recubrimiento mínimo de concreto será el señalado en B.7.2.2 a B.7.2.5, a menos que esta Norma o los requisitos de protección al fuego de 4.15 establezcan valores mayores.

B.7.2.2 El recubrimiento de concreto en cascarones y losas plegadas colados en sitio y no presforzados será al menos el señalado en la tabla B.7.2.2.

Tabla B.7.2.2 – Recubrimiento especificado de concreto en cascarones y losas plegadas colados en sitio y no presforzados

Exposición del concreto	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Expuesto a medio ambiente o en contacto con tierra	Barra del no. 6 y más gruesa	50
	Barra del no. 5, alambre W31 o D31, y más delgado	40
No expuesto a medio ambiente ni en contacto con tierra	Barra del no. 6 y más gruesa	20
	Barra del no. 5, alambre W31 o D31, y más delgado	13

B.7.2.3 El recubrimiento de concreto en cascarones y losas plegadas colados en sitio y presforzados será al menos el señalado en la tabla B.7.2.3.

Tabla B.7.2.3 – Recubrimiento especificado del concreto en cascarones y losas plegadas colados en sitio y presforzados

Exposición del concreto	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Expuesto a medio ambiente o en contacto con tierra	Tendones de presfuerzo y acero de presfuerzo; barra del no. 8, alambre W31 o D31, y más delgado	25
	Barra del no. 9 y más gruesa	d_b
No expuesto a medio ambiente ni en contacto con tierra	Tendones de presfuerzo y acero de presfuerzo	20
	Barra del no. 6 y más gruesa	d_b
	Barra del no. 5, alambre W31 o D31, y más delgado	10

B.7.2.4 El recubrimiento de concreto sobre el refuerzo, ductos y accesorios en cascarones y losas plegadas prefabricados no presforzados o presforzados, fabricados en condiciones de planta, será al menos el señalado en la tabla B.7.2.4.

Tabla B.7.2.4 – Recubrimiento especificado del concreto en cascarones y losas plegadas prefabricados no presforzados o presforzados, fabricados en condiciones de planta

Exposición del concreto	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Expuesto a medio ambiente o en contacto con tierra	Barras del no. 6 hasta del no. 11; tendones de presfuerzo y acero de presfuerzo con diámetro mayor de 16 mm (5/8 pulg) y hasta de 40 mm (1.5 pulg)	40
	Barra del no. 5, alambre W31 o D31 y más delgados; tendones y torones de diámetro 16 mm (5/8 pulg) y más delgados	30
No expuesto a medio ambiente ni en contacto con tierra	Tendones de presfuerzo y acero de presfuerzo	20
	Barra del no. 6 y más gruesa	15
	Barra del no. 5, alambre W31 o D31, y más delgado	10

B.7.2.5 Recubrimiento especificado del concreto en ambientes corrosivos

B.7.2.5.1 En ambientes corrosivos o niveles de exposición B2, C o D de acuerdo con el Capítulo 4 de esta Norma, el recubrimiento del concreto será el señalado en 4.13.

B.7.3 Longitud de desarrollo y de traslapes del refuerzo

B.7.3.1 Las longitudes de desarrollo de barras corrugadas y de acero de presfuerzo se determinará de acuerdo con 14.4 de esta Norma.

B.7.3.2 La longitud de traslapes de barras corrugadas deberá cumplir con 14.5 de esta Norma y cumplirá con a) a c):

- a) La longitud de traslape a tensión del refuerzo del arco, cascarón o losa plegada será al menos el mayor de $1.2L_d$ y 450 mm
- b) Se deberá mantener a un mínimo práctico el número de traslapes del refuerzo principal a tensión
- c) Se deberán alternar los traslapes a tensión al menos una distancia igual a L_d de modo que no más de una tercera parte se traslape en cualquier sección.

B.7.4 Separación del acero de refuerzo

B.7.4.1 La separación mínima será la señalada en 14.2 de esta Norma.

B.7.4.2 La separación del refuerzo del cascarón o losa plegada en cualquier dirección no deberá exceder la menor de $5h$ y 450 mm. Si el esfuerzo de membrana principal a tensión, calculado sobre el área gruesa del concreto debido a cargas últimas es mayor que $F_R 4\lambda\sqrt{f'_c}$, la separación no deberá exceder el menor de $3h$ y 450 mm.

B.7.4.3 El acero de refuerzo del cascarón o losa plegada en la unión del elemento y los miembros de apoyo o de borde se deberá anclar o extender dentro de esos miembros al menos una distancia igual a $1.2L_d$, pero no menos de 450 mm.

B.7.5 Colocación del refuerzo

B.7.5.1 Donde el análisis indique que el refuerzo del cascarón o losa plegada se requiera cerca de una sola cara para resistir momentos flexionantes, se deberá suministrar una cuantía igual cerca de la cara opuesta del cascarón o losa plegada. De manera alterna, se diseñará el refuerzo para ser colocado a la mitad del espesor del cascarón o losa plegada.

B.8 Construcción

B.8.1 Requisitos de construcción y de supervisión

B.8.1.1 La información de diseño que el Proyectista deberá especificar en la memoria y planos de construcción deberá cumplir con lo señalado en el Capítulo 16 de esta Norma.

B.8.1.2 Los criterios y requisitos de aceptación que establezca el Proyectista deberán satisfacer lo establecido en el Capítulo 16 de esta Norma.

B.8.1.2 Los requisitos de supervisión que establezca el Proyectista deberán cumplir con el Capítulo 16 de esta Norma.

B.8.2 Información de diseño

B.8.2.1 Se deberán incluir las tolerancias de espesores, dimensiones, ángulos y demás atributos que definen la forma del arco, cascarón o losa plegada.

B.8.3 Requisitos de aceptación

B.8.3.1 Si el retiro de la cimbra está en función de un módulo de elasticidad establecido, el valor del módulo de elasticidad, E_c , se determinará a partir de ensayos de flexión en vigas curadas en el sitio. El número y dimensiones de las vigas, así como los métodos de prueba serán especificados por el Proyectista.

B.8.3.2 Si como resultado de la construcción se observan desviaciones de la forma del elemento mayores que las tolerancias especificadas, se deberá ejecutar un análisis sobre el efecto de esas desviaciones y se deberán implantar las acciones requeridas para asegurar un comportamiento seguro.

Comentario:

El arco es un tipo de estructura diferente a las edificaciones comunes que se construyen en la Ciudad de México. Los arcos resisten las cargas primordialmente a compresión y resultan en reacciones tanto verticales como de coceo. Su uso en edificación ya no es tan común.

Los cascarones o membranas son un tipo de estructura de capa delgada o espesor pequeño, de superficie, generalmente curva y que transmite cargas por fuerza axial y cortante. Sus características de funcionamiento

estructural son similares a cables. Se consideran estructuras especiales y su enfoque, para análisis, diseño y construcción, es distinto que para las edificaciones comunes. No es usual que se construyan estructuras a base de membranas en la Ciudad de México.

En este apéndice se incluyen requisitos complementarios al cuerpo principal de la Norma.

Se acepta usar acero de refuerzo Grado 56 para el refuerzo perimetral en la base de un cascarón. Su aplicación más usual es en la base de domos que techan silos.

El método de análisis por seleccionar y del grado de precisión requerido depende del tamaño, geometría y tipo de apoyos de la estructura, así como del tipo de acciones aplicadas. En caso de realizar un análisis inelástico, se consideran las propiedades no lineales del material por usar, la no-linealidad debido al agrietamiento del concreto, así como los efectos dependientes del tiempo como son el flujo plástico, la contracción, la temperatura y la historia de carga. Este tipo de análisis requiere soluciones incrementales o procedimientos iterativos.

Las losas plegadas pueden ser prismáticas, no prismáticas o formadas por planos, normalmente triangulares o losas macizas delgadas de forma poligonal.

Los cascarones y losas plegadas delgadas tienden a pandear cuando experimentan fuerzas de compresión en el plano que alcanzan valores críticos. La investigación de pandeo incluye el efecto de: 1) la posible desviación de la geometría del elemento como resultado de la construcción; 2) variaciones locales de la curvatura; 3) deflexiones grandes; 4) flujo plástico y contracción del concreto; 5) propiedades inelásticas de los materiales; 6) agrietamiento del concreto; 7) ubicación, cuantía y orientación del acero de refuerzo, y 8) posible deformación de los elementos de apoyo. Para evitar el pandeo, es útil colocar dos capas de refuerzo, cada una cercana a su correspondiente cara; incrementar localmente la curvatura del elemento; el uso de nervios, así como el empleo de concretos con alta resistencia a la tensión y bajo flujo plástico. Las cargas concentradas normales al cascarón o losa plegada pueden causar deformaciones locales que puedan iniciar el pandeo. En estos casos, es necesario incluir sus efectos en el análisis y detallado del refuerzo.

En todo punto de un cascarón o losa plegada ocurren dos fuerzas internas simultáneamente: las asociadas con la acción de membrana y las relacionadas con la flexión del elemento. Las fuerzas de membrana se supone que actúan en el plano tangencial en el plano medio del espesor del elemento. Los efectos de flexión incluyen momentos de flexión, torsión y sus fuerzas cortantes transversales.

La magnitud de las fuerzas de membrana es generalmente calculada a partir de la teoría elástica de placas y cascarones, suponiendo concreto sin agrietar. Por ello, es necesario revisar la posibilidad de agrietamiento y calcular las deflexiones ante cargas de servicio. Si el refuerzo no se coloca en la dirección de las fuerzas principales de tensión y si las grietas ante cargas de servicio no son aceptables, una posibilidad es realizar un análisis más refinado que considere al concreto agrietado sin capacidad de resistir tensión y cortante. En este tipo de análisis, el equilibrio se logra igualando la tensión resistida por el refuerzo y la compresión tomada por el concreto. Otra opción es calcular el refuerzo mediante el método de cortante por fricción.

Si las direcciones del refuerzo se desvían más de 10 grados con respecto de las direcciones de los esfuerzos principales de membrana, es muy probable que ocurran grietas de ancho inaceptable.

Los requisitos asociados al área mínima de refuerzo son para limitar el ancho y separación de las grietas.

El requisito de B.7.3.2 sobre el valor límite de $1.2L_d$ es para asegurar que el traslape se pueda construir satisfactoriamente en obra.

El requisito de B.7.5.1 se establece reconociendo que el signo de los momentos flexionantes puede cambiar rápidamente de un punto a otro o alrededor de cargas concentradas.

APÉNDICE C. DISEÑO SOSTENIBLE Y RESILIENTE

DEFINICIONES

Análisis de ciclo de vida

Técnica para evaluar el material y energía consumida, así como las emisiones al ambiente asociadas a la vida entera de una edificación, una estructura, producto, proceso, material, componente, ensamblaje, actividad o servicio.

Área total construida

Es la suma del área construida de la estructura.

Ciclo de vida

Contempla todas las etapas de su vida útil, desde su diseño hasta su disposición final.

Deconstrucción

Proceso de desensamble sistemático de un edificio, estructura o parte de éstos, tal que los materiales, productos, componentes, ensamblajes y módulos pueden ser rescatados para su reutilización o reciclaje.

Desarrollo sostenible

Es el que satisface las necesidades del presente sin comprometer a futuras generaciones satisfacer sus propias necesidades.

Carbono

Término generalmente asociado al cambio climático. Dentro de los gases de efecto invernadero, el dióxido de carbono, es el más comúnmente usado como carbono a nivel mundial. La métrica para medir estos gases y su efecto en el cambio climático se llama Potencial de Calentamiento Global (PCG), reportado en kilogramos de dióxido de carbono equivalente, o “kgCO₂eq.”

Carbono incorporado

Usado para contabilizar las emisiones de carbono de todos los aspectos de la vida útil de la estructura relacionados con la etapa de producto (producción del material, transporte, etc.) que no estén relacionados con su operación.

Carbono operacional

Carbono operacional son las emisiones de carbono resultado del uso de energía para operar el edificio (luces, aire acondicionado, elevadores, etc.).

Declaración Ambiental de Producto (DAP)

Informe que describe el impacto medioambiental de un material incluyendo el Potencial de Calentamiento Global (PCG). Se determina realizando una evaluación del ciclo de vida del material en cuestión, de acuerdo con las normas ISO 14025, 14040 y 14044, y puede ser representativo de un material promedio de varios proveedores (media del sector) o de un único material de un único proveedor (específico del producto). Se les conoce también como EPD por sus siglas en inglés *Environmental Environmental Product Declaration*.

Emisiones de Dióxido de Carbono Equivalente (CO₂eq)

Medida usada para comparar las emisiones de varios gases de efecto invernadero en función de su potencial calentamiento global en un horizonte de 100 años. En las emisiones de dióxido de carbono equivalentes (CO₂eq) se incluyen el dióxido de carbono (CO₂), metano (CH₄) y óxido nitroso (N₂O). El dióxido de carbono equivalente de un gas se obtiene multiplicando su masa por su potencial de calentamiento global.

Emitancia térmica

Es la característica de la capacidad de una superficie de reemitir el calor absorbido previamente.

Estructura sostenible de concreto

Es una construida de forma que el impacto medioambiental total durante todo el ciclo de vida, incluido el uso de la estructura, se reduce al mínimo. La estructura se diseñará y construirá para cumplir con su uso, y para la vida útil, las

cargas, el impacto ambiental, la estrategia de mantenimiento, las necesidades de calefacción y enfriamiento entre otros especificados. Además, para los componentes de la estructura como el concreto y el acero de refuerzo, principalmente, se extraerán las materias primas y se producirán de forma respetuosa con el medio ambiente.

Gases de Efecto Invernadero (GEI)

Los gases de efecto invernadero incluyen una variedad de sustancias tales como dióxido de carbono, óxido nitroso y metano.

Índice de Reflectancia Solar (IRS)

Es un valor que incorpora tanto la reflectancia solar como la emitancia térmica en una sola medida para representar la temperatura relativa de una superficie al sol. El IRS compara la temperatura de la superficie a aquellas en un negro o blanco estándar. Comúnmente los valores varían desde 0 para un negro estándar hasta 100 para un blanco estándar, pero pudiera ser menor que 0 o mayor que 100.

Potencial de Calentamiento Global (PCG)

La métrica utilizada para medir los gases de efecto invernadero y su efecto sobre el cambio climático, expresada en kilogramos de dióxido de carbono equivalente (kgCO₂eq). "Carbono" es el término genérico y fácil de entender comúnmente utilizado en lugar de PCG. Se le conoce también como GWP por sus siglas en inglés *Global Warming Potential*.

Reflectancia Solar (RS)

Medida de capacidad de la superficie de un material de reflejar la luz solar. Es la fracción de la incidencia de la luz solar reflejada por una superficie, expresada en escala de 0 a 1. La reflectancia solar también es conocida como "albedo".

Reflectancia Luminosa

La reflectancia luminosa es la cantidad de luz reflejada o transmitida por un material.

ESTÁNDARES

Normas Mexicanas (NMX)

Industria de la construcción

NMX-C-155-ONNCCE-2014 — Concreto hidráulico – Dosificado en Masa – Especificaciones y Métodos de Ensayo

International Organization for Standardization (ISO)

ISO 14040:2006 – Gestión Ambiental – Análisis de Ciclo de Vida – Principios y Marco de Referencia

ISO 14044: 2006 – Gestión Ambiental – Análisis de Ciclo de Vida – Requisitos y Guía

ISO 21930:2017 – Sostenibilidad en edificación y obras de ingeniería civil – Reglas para declaraciones ambientales de producto de productos y servicios de construcción

South Coast Air Quality Management District (SCAQMD)

Regla 1168 y 1113 para determinar los límites de compuestos orgánicos volátiles, 2017.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

C.1 Alcance y aplicación

C.1.1 En este apéndice se describen los requerimientos para un diseño con un enfoque en sostenibilidad y resiliencia de estructuras de concreto reforzado.

C.1.2 Los requisitos aplican a todas las estructuras mencionadas en esta Norma y que se hayan decidido diseñar con criterios de sostenibilidad y resiliencia.

C.1.3 La clasificación de emisiones de carbono frecuentemente se dividen en dos categorías principales, carbono operacional y carbono incorporado. Para esta Norma se determinarán las emisiones de carbono incorporado asociadas a los impactos de la extracción de materia prima, manufactura, transportación y colocación (etapas de ciclo de vida A1 a A5, descritas en la fig. C.2.1.1.) de los materiales usados en el proyecto.

C.1.4 Esta Norma no contempla requisitos de eficiencia energética, energía renovable o carbono operacional.

C.1.5 En todos los proyectos que se diseñen bajo criterios de sostenibilidad y resiliencia, se deberá mostrar la emisión de carbono incorporado de los componentes primarios (cimentación, estructura, elementos no estructurales y fachada).

C.2 Ciclo de vida de las estructuras de concreto reforzado

C.2.1 Etapas y alcance del ciclo de vida

C.2.1.1 Para organizar y dar seguimiento al impacto ambiental del carbono del edificio, su vida útil será dividida en diferentes etapas. Cada etapa representa un periodo diferente en toda la vida útil del edificio, desde su concepción hasta su fin, y está asociado con varios niveles de emisión de carbono. Estas etapas se muestran en la fig. C.2.1.1.

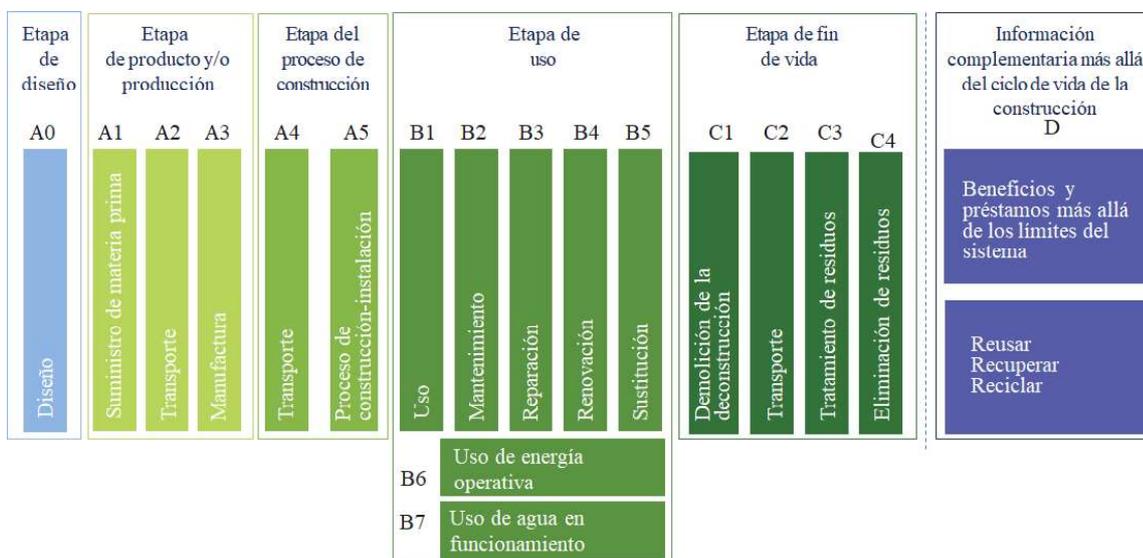


Figura C.2.1.1 - Información y etapas del ciclo de vida de las edificaciones

C.3 Requisitos de los materiales

C.3.1 Para la contabilización de carbono incorporado, se deben incluir todos los materiales permanentes instalados en la edificación que representen la totalidad de las cantidades de los materiales del edificio. Se aceptará incluir el carbono incorporado de los materiales temporales, sistemas de construcción, acabados interiores, equipamiento y productos de construcción.

Comentario:

Un ejemplo del listado de elementos indicado en C.3.1 se muestra en la tabla CC.3.1.

Tabla CC.3.1 – Ejemplo de elementos de construcción aplicables

Conjunto de elementos primarios (Obligatorio)	Cimentación	Zapatas Losa de cimentación Muros de contención	Concreto premezclado, concreto hecho en obra, acero de refuerzo, acero estructural, elementos prefabricados de concreto y acero, y cualquier otro que forme parte de la cimentación y la estructura.
	Estructura	Marcos Refuerzo Losas más cubiertas	
	Fachadas (Envolvente)	Fachada Ventanería Aislamiento Techos	Vidrio, soporte ventanas, aluminio, aislamiento, impermeabilizante, teja, sistema de tejado, pintura, y cualquier otro que forme parte de la envolvente.
Conjunto de Materiales Interiores (Opcional)	Acabados	Plafones Pisos Muros y muros divisorios	
	Elementos no estructurales (Muros divisorios)	Ventanería Estructura/marcos Aislamiento	
Conjunto de elementos adicionales (Opcional)	Mobiliario interior	Equipamiento Mobiliario Accesorios	
	Instalaciones	Eléctrico Mecánico Plomería y protección contra fuego	
	Trabajos en sitio	Excavación Pavimentación exterior Apuntalamiento y cimbras	

C.3.2. La contabilización de carbono incorporado se deberá hacer sobre el diseño final de la edificación, y se deberá ajustar conforme se modifique el diseño.

C.3.3 Cuando se requiera informar una reducción de carbono incorporado con el uso de productos alternativos o la selección de materiales bajos en carbono o con menor impacto, se establecerá una emisión de carbono de referencia que contempla las etapas A1 a A3 (fig. C.2.1.1) para los materiales con los criterios establecidos en la tabla C.3.3.

Tabla C.3.3 - Criterios para establecer los materiales de referencia

Material	Criterio
Concreto	<ul style="list-style-type: none"> • Diseño de mezcla mediante NMX-C-155-ONNCCE-2014 • Uso de Cemento Portland Ordinario (CPO) • Sin uso de aditivos o tecnologías que reduzcan las emisiones de CO₂eq • Comparación por resistencia y edad de garantía • Unidad de medida: m³
Acero	<ul style="list-style-type: none"> • Grado del acero de refuerzo • Acero sin ninguna tecnología que reduzca emisiones de CO₂eq • Considerar la ubicación previa a la entrega al proyecto • Unidad de medida: N (t)
Mampostería	<ul style="list-style-type: none"> • Tabique rojo • Método de fabricación artesanal • Unidad de medida: m²
Otros	<ul style="list-style-type: none"> • Establecer siempre el método tradicional de fabricación del material para dar la solución buscada por parte del Proyectista. • Siempre comparar las mismas condiciones de resistencia, edad de garantía, desempeño y ubicación previa a la entrega al sitio de consumo o proyecto.

Comentario:

Los criterios mencionados en la tabla C.3.3 hacen referencia a los métodos tradicionales de elaboración de materiales, sin considerar su industrialización.

C.3.3.1 Cuando no sea posible calcular el valor de referencia de un material, se deberá tomar el valor de una base de datos reconocida o de las declaraciones ambientales de producto de la industria, de preferencia del país. Si no hubiera datos de la producción nacional, se buscarían los datos de países con una economía similar a la de México o de los países más próximos, por ejemplo, de Estados Unidos de América.

C.3.4 Se podrán utilizar diversos materiales y tecnologías para poder reducir el carbono incorporado de las estructuras, como los indicados en C.3.4.1 a C.3.4.6.

C.3.4.1 Materiales Bajos en Carbono. Se podrán utilizar materiales o productos que muestren una reducción mínima de 30% de carbono equivalente respecto a su referencia.

C.3.4.2 Materiales Reciclados, Reusados o Subproductos. Se podrán utilizar materiales reciclados, reusados o subproductos pre-consumo o post-consumo en sustitución de alguna materia prima del producto en por lo menos 5 por ciento, que reduzcan o minimicen los rellenos sanitarios. Por ejemplo, en concreto, material de desecho de la construcción triturado en sustitución de grava o arena. Se podrá utilizar el producto de la demolición de las estructuras tratando de usar el concreto demolido lo más limpio posible. También se podrán incorporar materiales mencionados en la tabla 15.8.2.2.

C.3.4.3 Materiales que capturan gases de efecto invernadero durante su vida útil. Se podrán utilizar materiales o productos que por sí mismos o en combinación, absorban cualquier gas de efecto invernadero, como carbono u óxido nitroso durante su vida útil en por lo menos un 3 por ciento de las emisiones generadas durante su fabricación (etapas A1 a A3 de la fig. C.2.1.1).

C.3.4.4 Materiales Alternativos. Se podrán utilizar materiales o productos que reemplacen parcial o totalmente al material o producto tradicional, asegurando el mismo desempeño, pero con menores emisiones de carbono incorporado, como cementos alternativos, refuerzo de fibra reforzada con polímeros, etc.

C.3.4.5 Materiales que promuevan la conservación de agua. Se podrán utilizar materiales y productos que en su fabricación o uso promuevan la disminución de uso del agua o que reemplacen el uso de agua potable. De la misma forma se podrá especificar el uso de agua alterna para todo el proceso de construcción.

C.3.4.6 Reducción de Carbono Incorporado por Optimización en el Diseño. Se podrán utilizar productos que promuevan una reducción de emisiones de carbono equivalente a través de la eficiencia en el diseño o construcción, como la reducción de tiempos de construcción, reducción de desperdicios, reducción de dimensiones de elementos (desmaterialización) en la estructura, porcentaje de refuerzo, etc.

C.3.5 Los materiales o productos a utilizar en la estructura (como los mencionados como obligatorios en la tabla C.3.1.1) deberán presentar los documentos y/o etiquetas ambientales señaladas en la tabla C.3.5 emitidas por instituciones u organizaciones autorizadas, un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad, o en su defecto por la autoridad responsable de la compañía productora, y dependiendo para el uso que se presente.

Tabla C.3.5 - Listado de documentos ambientales de materiales y productos

Dimensión	Documento o Etiqueta Ambiental
Carbono equivalente incorporado	<ul style="list-style-type: none"> • Declaraciones Ambientales de Producto (DAP)^[1] • Certificado de emisiones de carbono incorporado y/o reducción. • Informes sobre el lugar de procedencia de materiales con distancias de la ruta en km. El 80% de los materiales deberá provenir dentro de un radio de 200 km del lugar del proyecto.
Calidad del aire interior (Cuando quede el material expuesto, como concreto aparente, selladores, adhesivos, pintura, etc.)	<ul style="list-style-type: none"> • Declaraciones de Salud de Producto (DSP)^[2] • Carta de material o producto que no contiene elementos prohibidos o de la Lista Roja^[3] • Informes de Contenido de Compuestos Orgánicos Volátiles (COV). • Referencia de límites de acuerdo con la Regla 1168 o 1113 de <i>South Coast Air Quality Management District</i> (SCAQMD). • Productos que cumplan con las acreditaciones del <i>Living Building, Declare, Cradle to Cradle</i> o HPD.
Eficiencia Energética	<ul style="list-style-type: none"> • Informes de índice de reflectancia solar y/o reflectancia luminosa.
Contenido Reciclado	<ul style="list-style-type: none"> • Informes de contenido reciclado, tipo, porcentaje y en sustitución de qué materia prima.
Agua	<ul style="list-style-type: none"> • Informes de sustitución de agua potable • Certificados de agua neutral • Informes de laboratorio sobre la cantidad de agua reducida en proceso constructivo o elaboración del producto.

^[1] Se utiliza también las siglas EPD por su nombre en inglés, *Environmental Product Declaration*.

^[2] Se utiliza también las siglas HPD por su nombre en inglés, *Health Product Declaration*. Pueden ser consultadas en el repositorio público de HPD en <https://hpdrepository.hpd-collaborative.org/Pages/Results.aspx>

^[3] La Lista Roja se podrá consultar en el *International Living Future Institute* en <https://living-future.org/red-list/>

C.4 Cálculo del Carbono Incorporado (CI)

C.4.1 Información del carbono de los materiales

C.4.1.1. La emisión de carbono equivalente de un material o producto deberá ser obtenido de las Declaraciones Ambientales de Producto publicadas por un Operador de Programa autorizado ya sea del material en específico o de la industria. Dichas declaraciones, y cualquier otro cálculo de emisión de carbono, deberá cumplir con lo estipulado en la norma internacional ISO 14025 y/o ISO 21930. Todas las declaraciones deben ser vigentes.

Comentario:

A la fecha de la elaboración de esta Norma, los operadores de programa identificados para obtener dichas declaraciones son: International EPD System, Labeling Sustainability, NSF, EC3 y la National Ready Mix Concrete Association (NRMCA), principalmente.

C.4.2. PCG se deberá tomar de las DAP como el valor de emisiones de carbono del material o producto a utilizar.

C.4.3 El cálculo de la emisión de Carbono Incorporado del Material (CIM) de cada material utilizado y mencionado como obligatorio se calculará multiplicando la cantidad total del material por su PCG correspondiente.

C.4.4. El cálculo del CI para la estructura completa se realizará sumando las emisiones de carbono equivalente de los materiales del proyecto (en kgCO₂eq), tales como concreto, acero de refuerzo, madera, aluminio, vidrio, entre otros. Estas emisiones se calcularán multiplicando la emisión de carbono equivalente de cada material por la cantidad de material usada en el proyecto

C.4.5 El Carbono Incorporado Total, CIT, de toda la estructura se obtendrá dividiendo el total de kgCO₂eq calculado en C.4.4 entre el área total construida (ec. C.4.5):

$$CIT(\text{kgCO}_2\text{eq/m}^2) = \frac{\Sigma_{CIM}}{\text{m}^2 \text{ area total construida}} \quad (\text{C.4.5})$$

C.4.6 Se deberá incluir el valor total de emisión de carbono equivalente del proyecto en el Proyecto Ejecutivo.

Comentario:

El cálculo del carbono incorporado puede ser fácilmente realizado desde el diseño estructural o en la etapa de preconstrucción si se utiliza la metodología BIM. Diversas aplicaciones de esta metodología incorporan librerías de materiales con DAP o permiten cargar materiales con su respectiva DAP. El diseñador puede obtener desde esta etapa el cálculo de carbono incorporado de la estructura y de la edificación completa.

C.5 Requisitos de carbono incorporado de las estructuras de concreto

C.5.1 Las estructuras de concreto deberán limitar sus emisiones de CI de acuerdo con el tipo de edificación según los intervalos establecidos en la tabla C.5.1.

Tabla C.5.1 - Intervalos de CI de edificaciones dependiendo de su tipo y uso

Tipo de edificación	Uso de la edificación	Cimentación + estructura (kgCO ₂ eq/m ²)	Cimentación + estructura + fachada (kgCO ₂ eq/m ²)
Comercial	Escuelas	245 - 630	245- 880
	Hospitales	230 - 555	445- 805
	Hoteles	300 - 535	300 – 785
	Usos Mixtos	350- 575	350 – 825
	Oficinas	290 - 525	290 – 775
	Estacionamientos	245 - 435	245 – 685
	Otros	270 - 645	270 – 895
Residencial	Naves Industriales	350 - 445	350 - 695
	Vivienda Unifamiliar	150-300	150 - 385
	Vivienda Multifamiliar	350 - 475	350 - 650

Comentario:

La tabla C.5.1 fue construida por un estudio realizado en más de 1 000 edificios en todo el mundo por la Universidad de Washington y The Carbon Leadership Forum en 2017.

C.6 Reducción del CI

C.6.1 Tanto las organizaciones que diseñan y construyen como aquellas que suministran materiales para la construcción, podrán aplicar los principios a) a e):

- Prevenir: evitar el CI desde el principio considerando estrategias alternativas para lograr la función deseada
- Reducir y optimizar: evaluar cada opción de diseño en términos de la reducción del carbono de las etapas iniciales y como parte del enfoque de todo el ciclo de vida
- Planificar para el futuro: tomar medidas para evitar futuras emisiones de CI durante y al final del ciclo de vida
- Compensar: como último recurso, compensar las emisiones de CI del proyecto, siempre que sea posible o, de ser necesario, mediante esquemas de compensación verificados
- Todos los productos, sistemas y materiales deberán ser visualizados bajo un concepto de economía circular, es decir, que puedan volver a ser utilizados una vez finalizada su vida útil.

REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS DEL APÉNDICE C

Building Transparency. EC3 Embodied Carbon in Construction Calculator. Base de datos de acceso libre de Declaraciones Ambientales de Producto, incluyendo las genéricas por industria y de productos específicos. www.buildingtransparency.org

Consejo de Edificación Sostenible de los Estados Unidos de América. Sistema de calificación LEED v.4.1 Nuevas Construcciones.

The Carbon Leadership Forum (2017). Embodied Carbon Benchmark Study. LCA for Low Carbon Construction. Part One., www.carbonleadershipforum.org

Espacio en blanco dejado de manera intencional

APÉNDICE D. LOSAS DE CONCRETO SOBRE RASANTE**ESTÁNDARES****Normas Mexicanas (NMX)***Industria siderúrgica*

NMX-B-290-CANACERO-2021 - Malla Electrosoldada de Acero Liso o Corrugado para Refuerzo de Concreto - Especificaciones y Métodos de Prueba.

Industria de la construcción

NMX-C-111-ONNCCE-2018 - Agregados para Concreto Hidráulico - Especificaciones y Métodos de Ensayo

NMX-C-122-ONNCCE-2019 - Agua para Concreto –Especificaciones

NMX-C-157-ONNCCE-2006 - Concreto - Determinación del contenido de aire del concreto fresco por el método de presión.

NMX-C-158-ONNCCE-2006 - Concreto – Determinación del contenido de aire del concreto fresco por el método volumétrico.

NMX-C-162-ONNCCE-2014 - Concreto hidráulico - Determinación de la masa unitaria - cálculo del rendimiento y contenido de aire del concreto fresco por el método gravimétrico

NMX-C-255-ONNCCE-2013 - Aditivos químicos para concreto – Especificaciones y métodos de ensayo

NMX-C-414-ONNCCE-2017 - Cementantes hidráulicos - Especificaciones y métodos de ensayo

NMX-C-488-ONNCCE-2014 - Fibras de acero para refuerzo de concreto - Especificaciones y métodos de ensayo

NMX-C-537-ONNCCE-2018 - Fibras Poliméricas para Concreto – Especificaciones y Métodos de ensayo.

American Concrete Institute (ACI)

ACI PRC-302.1R-15 - Guide to concrete floor and slab construction

ACI PRC-223-21 - Shrinkage-Compensating Concrete – Guide

ACI PRC-360-10 - Guide to Design of Slabs-on-Ground

ACI PRC-325.9-15 - Guide for Construction of Concrete Pavements.

American Society for Testing and Materials (ASTM International)

ASTM A36/A36M-19 - Standard Specification for Carbon Structural Steel

ASTM A184/A184M-19 Standard Specification for Welded Deformed Steel Bars Mats for Concrete Reinforcement

ASTM C94/C94-22a - Standard Specification for Ready-Mixed Concrete

ASTM C156-20 - Standard Test Method for Water Loss (from a Mortar Specimen) Through Liquid Membrane-Forming Curing Compounds for Concrete

ASTM C309-19 - Standard Specification for Liquid Membrane-Forming Compounds for Curing Concrete

ASTM C820-01 Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete

ASTM C878/C878M-22 Standard Test Method for Restrained Expansion of Shrinkage-Compensating Concrete

ASTM C979/C979M-16 Standard Specification for Pigments for Integrally Colored Concrete

ASTM C1116/C1116M-10a Industria de la Construcción – Fibras Poliméricas para Concreto – Especificaciones y Métodos de ensayo

ASTM C1218-20 - Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete

ASTM E96-00 - Standard Test Methods for Water Vapor Transmission of Materials

ASTM E1643-18a - Standard Practice for Selection, Design, Installation, and Inspection of Water Vapor Retarders Used in Contact with Earth or Granular Fill Under Concrete Slabs

ASTM E1745-17 - Standard Specification for Plastic Water Vapor Retarders Used in Contact with Soil or Granular Fill under Concrete Slabs.

Portland Cement Association

EB075.04 Farny, J.A., y Tarr, S.M., “Concrete Floors on Ground,” 2008.

Post-Tensioning Institute

DC10.5-19 – Standard Requirements for Design and Analysis of Shallow Post-Tensioned Concrete Foundations on Expansive and Stable Soils.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

D.1 Alcance

D.1.1 En su diseño se deberán tomar en cuenta las condiciones de operación sobre las cuales estará sometido durante su ciclo de vida debido a las cargas estáticas, dinámicas y condiciones de desgaste.

D.1.2 Las diferentes clases de pisos se diferenciarán básicamente por su uso, detalles de diseño, preparación necesaria del sitio y tipo de concreto.

D.1.3 Previo a la construcción de cualquier piso o losa sobre terreno, deberá documentarse la participación y responsabilidad en cada una de las actividades a) a q) siguientes:

- a) Preparación del sitio; estructura de la subrasante, sub-base y base; grado de compactación y uso de barreras de vapor en caso necesario
- b) Pendientes para drenaje o circulaciones
- c) Elementos ahogados para instalaciones electromecánicas y desplante de elementos estructurales
- d) Clase de piso
- e) Espesor del piso y niveles
- f) Tipo de refuerzo y pasajuntas
- g) Tolerancias de construcción
- h) Juntas y mecanismos de transferencia de cargas
- i) Materiales
- j) Agregados especiales, aditivos o tratamientos de superficies monolítica, donde sea aplicable
- k) Especificaciones de concreto
- l) Procedimiento de medición, mezclado y colocación
- m) Método para enrasar
- n) Requerimientos para acabados
- o) Curado
- p) Pruebas e inspección
- q) Criterios de aceptación.

Comentario:

Este apéndice está basado en el documento ACI PRC-302.1R.

D.2 Clasificación de losas de concreto sobre rasante

D.2.1 Las losas de concreto sobre rasante se clasificarán con base en su uso de proyecto y la técnica del acabado final sugerido de conformidad con la tabla D.2.1.

Tabla D.2.1 - Clases de pisos con base en el uso pretendido y la técnica de acabado final sugerido

Clase	Tipo de tránsito	Uso de proyecto	Consideraciones especiales	Acabado final
1. Una capa sencilla	Superficie expuesta para tránsito peatonal	Oficinas, iglesias, comercial, institucional, residencial de multifamiliar.	Acabado uniforme, agregado antideslizante en áreas específicas, curado.	Acabado normal alisado con llanas de acero, acabado no deslizando cuando se requiera.
		Decorativo.	Agregado mineral con color, agregado con pigmento de color o expuesto patrones estampados o taraceados, disposición artística de juntas, curado.	Como se requiera.

2. Una capa sencilla	Superficie expuesta para tránsito peatonal	Oficinas, iglesia, comercial, institucional con recubrimiento en pisos, residencial multifamiliar	Losas planas y niveladas convenientemente secas para recibir recubrimientos, curado	Acabado ligero alisado con llana de acero.
3. Dos capas	Superficie expuesta o con recubrimiento para tránsito peatonal	Capa superior desligada o ligada sobre losa base de edificios no industriales o comerciales donde dicten el tipo y programa de construcción	Losa base. Buena tolerancia de superficie uniforme, a nivel, curado. Capa superior desligada: capa separadora sobre losa base, espesor mínimo 75 mm, refuerzo, curado. Capa superior ligada: agregado con clasificación apropiada de tamaño espesor mínimo 19 mm, curado.	Losa base: acabado alisado debajo de la capa superior desligada; superficie con textura, limpia debajo de la capa superior ligada. Capa superior para superficie expuesta, acabado normal alisado con llana de acero. Para superficie cubierta, acabado ligero y alisado con llana de acero.
4. Una capa sencilla	Superficie expuesta o con recubrimiento para tránsito peatonal y vehicular ligero	Institucional y comercial	Losa a nivel y plana, adecuada para las cubiertas adaptadas, agregados no deslizante para áreas específicas, curado. Juntas coordinadas con cubiertas adaptadas.	Acabado ligero alisado con llana de acero.
5. Una capa sencilla	Superficie expuesta para tránsito industrial vehicular, es decir, ruedas neumáticas y ruedas sólidas moderadamente suaves.	Pisos industriales para fabricación, procesamiento y bodegas.	Subrasante buena y uniforme, disposición de juntas, resistencia a la abrasión, curado.	Acabado ligero alisado con llana de acero.
6. Una capa sencilla	Superficie expuesta tránsito industrial vehicular servicio pesado, es decir, ruedas duras y grandes cargas por ruedas	Pisos industriales sujetos a tránsito pesado: pueden estar sujetos a cargas de impacto.	Subrasante buena y uniforme, disposición de juntas, transferencia de carga a resistencia a la abrasión, curado.	Endurecedor de superficie especial de agregado metálico o mineral; alisado repetido intenso con llana de acero.
7. Dos capas	Superficie expuesta para tránsito industrial vehicular servicio pesado, es decir, ruedas duras y grandes cargas por ruedas	Pisos ligados de dos capas sujetos a fuerte tránsito e impacto.	Losa base: Subrasante buena y uniforme, refuerzo, disposición de juntas, superficie a nivel, curado. Capa superior: compuesta de agregado todo mineral o todo metálico de buena granulometría. Espesor mínimo 19 mm. Endurecedor superficial de agregado metálico o mineral aplicado a	Superficie de base de losa limpia con textura adecuada para la capa superior ligada. Las llanas mecánicas especiales para capa superior ligada. Las llanas mecánicas especiales para capa superior son opcionales, acabado alisado con llana de acero.

			capa superior simple de alta resistencia para endurecerla, curado.	
8. Dos capas	Como en clases 4, 5, o 6	Capa superior desligada sobre pisos nuevos o antiguos donde dicten la secuencia o el programa de construcción.	Capa separadora sobre losa base, espesor mínimo 100 mm, resistencia a la abrasión, curado.	Como en clases 4, 5 o 6.
9. Capa sencilla o capa superior	Superficie expuesta con tolerancias de superficie súper plana o críticas. Vehículos especiales para manejo de materiales o robotizados que requieren tolerancias específicas.	Bodega de naves altas, de pasillos angostos; estudios de televisión, pista de hielo, o gimnasios. Véase el ACI PRC-360 para su diseño si son reforzadas o PTI DC10.5 si son postensadas.	Requerimientos variables de calidad de concreto. Se recomiendan procedimientos de aplicaciones especiales y atención estricta a los detalles cuando se usan endurecedores que se aplican esparciéndolos. F_F 50 a F_F 125 (piso súper plano) curado especial.	Síganse estrictamente las técnicas que se indican en la sección 10.9 de ACI 302.1R-15.

D.3 Diseño

D.3.1 Consideraciones de diseño

D.3.1.1 Estructura de desplante

D.3.1.1.1 Los pesos volumétricos de los materiales que componen a la subrasante, sub-base y base deberán ser al menos los mínimos requeridos en el Proyecto Ejecutivo.

D.3.1.1.2 La base se deberá humedecer ligeramente con agua antes de colocar el concreto. No deberá haber agua libre sobre la base, ni tampoco áreas encharcadas o con bajo grado de compactación cuando el concreto se coloque.

D.3.1.1.3 Además de cumplir con el espesor y el grado de compactación establecido en el Proyecto Ejecutivo, los materiales empleados para la estructura de desplante de la losa deberán contar con las características de humedad óptima y peso volumétrico.

D.3.1.1.4 La superficie de la capa de apoyo, sub-base o base, deberá satisfacer una tolerancia de +0 mm/-38 mm.

D.3.1.1.5 Si se requiere una barrera de vapor o un retardador para reducir el impacto de la transmisión de la humedad desde la capa inferior a la losa sobre acabados de piso sensibles a la humedad, adhesivos, recubrimientos, equipo o ambientes, la decisión respecto si se coloca o no el material en contacto directo con la losa o por debajo de una capa de relleno deberá hacerse con base en estudios particulares de cada caso, así como bajo las recomendaciones del fabricante del recubrimiento.

D.3.1.1.6 Cuando se utilice un relleno granular sobre la barrera de vapor retardante, éste deberá tener un espesor de 100 mm de material granular que se pueda perfilar y compactar (no arena). Un material de trituración, clasificado entre 38 y 50 mm hasta finos de trituración resulta conveniente. Después de la compactación, la superficie se podrá cubrir con un material de granulometría fina para reducir la fricción entre el material de base y la losa.

D.3.1.1.7 Si no es práctico instalar un material producto de trituración, la barrera de vapor se deberá cubrir con al menos 75 mm de material de granulometría fina, tales como finos de trituración o arena procesada.

D.3.1.1.8 Los requisitos de desempeño para los materiales plásticos retardadores de vapor se enlistan en ASTM E 1745. Generalmente se reconoce que un retardador de vapor deberá tener una permeabilidad (tasa de transmisión del vapor de agua) de menos de $17.16 \text{ ng}\cdot\text{s}^{-1}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{Pa}^{-1}$ (0.1977 perms métricos o 0.3 perms), tal y como se determina en ASTM E 96.

D.3.1.1.9 El espesor del material retardador de vapor no deberá ser menor que 2.25 mm de acuerdo con ASTM E 1745.

D.3.1.1.10 Las barreras de vapor son productos que tienen una tasa de permeabilidad de $0.00 \text{ ng}\cdot\text{s}^{-1}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{Pa}^{-1}$ (0.0 perms métricos o 0.0 perms) de acuerdo con ASTM C 96-00.

D.3.1.1.11 Los traslapes, tanto de un retardador como de una barrera de vapor, deberán ser de 150 mm de acuerdo con ASTM E 1643 o tal como lo indique el fabricante.

D.3.1.1.12 Para el diseño del espesor de losas sobre rasante se deben considerar los factores de a) a e) siguientes:

- a) Valor relativo de soporte de la subrasante
- b) Características de la subbase y base
- c) Resistencia a la compresión y a la flexión del concreto
- d) Localización, tipo, distribución y frecuencia de las cargas impuestas
- e) Magnitud de la carga, incluyendo cargas de construcción.

D.3.1.1.13 El espesor de la losa se diseñará siguiendo los criterios de ACI PRC-360-10 o PCA EB075.04.

D.3.1.1.14 El diseño del espesor de losa deberá evitar que se presenten daños como: agrietamientos debido a esfuerzos de flexión excesivos, asentamientos debidos a presiones excesivas en suelo y, para cargas concentradas, esfuerzos cortantes excesivos en la losa de concreto.

Comentario:

La resistencia a la compresión se usa para revisar la resistencia a cortante y calcular longitudes de desarrollo de las barras de refuerzo, cuando sea el caso; la resistencia a la flexión se usa para determinar el espesor de la losa para la combinación de cargas de diseño.

D.3.1.2 Refuerzo para control de grietas

D.3.1.2.1 El refuerzo por temperatura y contracción en losas sobre rasante se deberá colocar en el tercio superior del espesor de la losa y deberá de satisfacer lo establecido en 13.8.

D.3.1.2.2 El refuerzo con malla electrosoldada se deberá colocar a 50 mm debajo de la superficie de la losa o en el tercio superior de la losa, el que resulte más cercano a la superficie. El refuerzo se deberá extender hasta 50 mm de la orilla de la losa.

D.3.1.3 Diseño de juntas

D.3.1.3.1 Juntas de asilamiento

D.3.1.3.1.1 Las juntas de aislamiento se deberán emplear siempre que se requiera completa libertad de movimiento vertical y horizontal entre el piso y los elementos de edificación adyacente (fig. D.3.1.3).

D.3.1.3.1.2 El material de la junta se deberá colocar en todo el espesor de la losa sin sobresalir. El relleno de la junta deberá ser visible donde existan condiciones de humedad o requisitos de higiene o control de polvo.

D.3.1.3.1.3 Las juntas de aislamiento para losas que emplean concreto de contracción compensada se deberán tratar como se recomienda en ACI PRC-223.

D.3.1.3.2 Juntas de construcción

D.3.1.3.2.1 Las juntas de construcción se colocarán en una losa para definir los diferentes tableros que la conforman (fig. D.3.1.3).

D.3.1.3.2.2 Para el caso en que la colocación del concreto se interrumpa el tiempo suficiente para que el concreto fragüe, se deberá usar una junta de construcción.

D.3.1.3.2.3 Si es posible, las juntas de construcción se deberán localizar a 1.5 m o más de cualquier otra junta paralela.

D.3.1.3.2.4 Las juntas machihembradas no se recomiendan donde se requiere transferencia de carga debido a que los dos lados del machibre pierden contacto cuando la junta se abre a causa de la contracción por secado.

D.3.1.3.3 Juntas de contracción

D.3.1.3.3.1 Las juntas de contracción se localizarán comúnmente sobre los ejes de columnas, con juntas intermedias situadas a espacios iguales entre dichos ejes (fig. D.3.1.3). Se deberán considerar los factores a) a i) siguientes para seleccionar la separación entre juntas de contracción:

- a) Método de diseño de la losa de acuerdo con ACI PRC-360
- b) Espesor de la losa
- c) Tipo, cantidad y colocación de refuerzo
- d) Potencial de contracción del concreto
- e) Fricción con la base
- f) Restricciones de la losa sobre rasante
- g) Disposición de cimentaciones, anaqueles, fosas, bases para equipos, zanjas y discontinuidades del piso
- h) Factores del entorno como temperatura, viento y humedad
- i) Método y calidad del curado del concreto.

D.3.1.3.3.2 Será responsabilidad del Proyectista establecer la separación de las juntas, el espesor y los requerimientos de refuerzo.

D.3.1.3.3.3 El Proyectista deberá de considerar los requisitos para la instalación adecuada de los recubrimientos cuando realiza el diseño de losas de concreto, sobre todo en cuanto a requerimientos de planicidad se refiere.

D.3.1.3.3.4 El número de juntas de contracción se podrá disminuir con el uso de concreto de contracción compensada atendiendo a lo establecido en ACI PRC-223.

D.3.1.3.3.5 Las juntas de contracción deberán ser continuas, no escalonadas o desalineadas. La proporción de las dimensiones de tableros sin refuerzo, reforzados, con refuerzo por temperatura, o con concreto de contracción compensada será como máximo de 1.5 a 1. Se deberán evitar los tableros en forma de L y T.

D.3.1.3.4 Juntas serradas

D.3.1.3.4.1 Las juntas de contracción en pisos industriales y comerciales se dan generalmente mediante el corte con sierra, produciendo una ranura continua en la losa para crear un plano debilitado en el cual se formará una grieta.

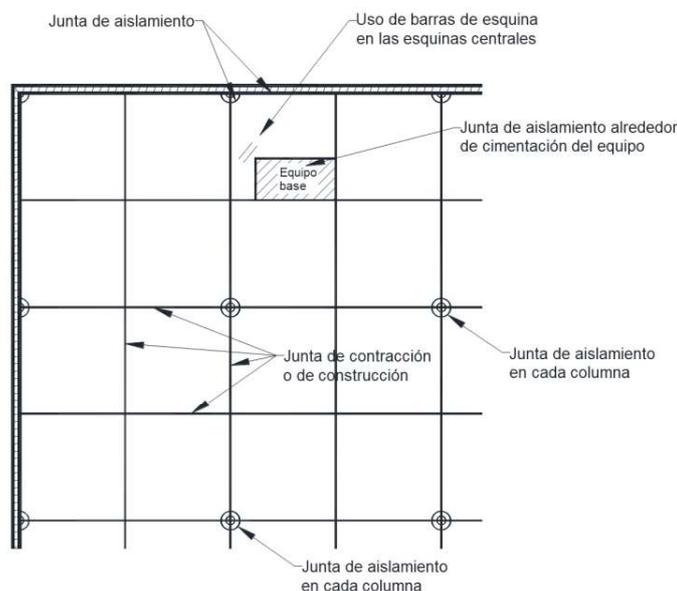


Figura D.3.1.3 – Localización apropiada de juntas

D.3.1.4 Sellado de juntas

D.3.1.4.1 Las juntas de contracción y construcción en áreas de piso sometidas al tráfico de vehículos deberán ser selladas con un material semirrígido para minimizar el desgaste y el daño en los bordes de la junta.

D.3.1.4.2 Las juntas de construcción se deberán cortar a 25 mm de profundidad antes de sellar.

D.3.1.4.3 Donde existan condiciones de humedad o requisitos de higiene, las juntas deberán ser selladas con un sellador líquido elastomérico o un dispositivo elastomérico premoldeado.

D.3.1.5 Mecanismos de transferencia de cargas

D.3.1.5.1 Se recomiendan juntas de construcción y contracción con pasajuntas cuando se requiera de una transferencia de carga. En la tabla D.3.1.5.1 se proporciona los tamaños de pasajuntas recomendados y la separación para pasajuntas redondos, cuadrados y rectangulares.

Tabla D.3.1.5.1 - Tamaño y separación para pasajuntas redondos, cuadrados y rectangulares (tomado de ACI PRC-325.9)

Espesor de la losa, mm	Dimensiones de pasajuntas ^[1] , mm			Distancia centro a centro de pasajuntas, mm		
	Redondos	Cuadrados	Rectangulares ^[2]	Redondos	Cuadrados	Rectangulares
125 a 150	19 x 350	19 x 350	10 x 50 x 300	300	350	475
175 a 200	25 x 400	25 x 400	12 x 60 x 300	300	350	450
225 a 275	30 x 450	30 x 450	19 x 60 x 300	300	300	450

^[1] La longitud total del pasajuntas incluye tolerancias hechas para la abertura de la junta y errores más pequeños en su colocación.

^[2] Las placas rectangulares comúnmente se usan en las juntas de contracción.

Valores basados en una abertura máxima de juntas de 5 mm. Los pasajuntas deberán ser cuidadosamente alineados y soportados durante las operaciones del concreto ya que de lo contrario son causa de agrietamiento.

D.3.1.5.2 Las barras corrugadas de refuerzo no se deberán usar a través de juntas de contracción o de construcción debido a que restringen la abertura de las juntas conforme la losa se contrae durante el secado.

D.3.1.5.3 Los pasajuntas redondos, cuadrados y rectangulares para la instalación de losas sobre rasante deberán satisfacer ASTM A36/A36M. El diámetro o el área de la sección transversal, la longitud, la forma y la localización específica de los pasajuntas, así como el método de apoyo, deberá ser especificado por el Proyectista.

D.4 Preparación del terreno de apoyo

D.4.1 Los pesos volumétricos en el lugar de la capa subrasante, de la sub-base (en su caso) y de la base deberán ser al menos los mínimos requeridos por las especificaciones proporcionadas por el Proyectista y en función de las pruebas que determine para ello.

D.4.1.1 La superficie de la capa de apoyo deberá cumplir con una tolerancia de +0 mm/-38 mm.

D.4.1.2 La tolerancia de la base deberá sujetarse a valores de +0 mm/-25 mm para pisos Clase 1 hasta Clase 3, según la tabla D.2.1, y de +0 mm/-19 mm para los pisos de Clase 4 hasta Clase 9, según la tabla D.2.1, cuando se determinan desde la parte inferior del espesor de la losa. Las mediciones se deberán tomar a intervalos de 6 m en cada dirección.

D.4.1.3 Se recomienda para la base un material limpio, con granulometría fina, con al menos 10 a 30 por ciento de partículas que pasen la malla No. 100 (150 μm), pero no contaminado con arcilla, limo o material orgánico. El material deberá tener una distribución uniforme de tamaño de partículas, desde la malla No. 4 (4.75 mm) hasta la No. 200 (75 μm).

D.4.1.4 Cuando se utilice un relleno granular sobre la barrera de vapor retardante, deberá tener un espesor de 100 mm de material granular que se pueda perfilar y compactar (no arena). Es aceptable un material de trituración, clasificado usualmente de 38 a 50 mm hasta finos de trituración. Después de la compactación, la superficie se puede cubrir con un material de granulometría fina para reducir la fricción entre el material de base y la losa.

D.4.1.5 Si no es práctico un material producto de trituración, la barrera de vapor/retardador de vapor se deberá cubrir con al menos 75 mm de material de granulometría fina, tales como finos de trituración o arena procesada. El relleno, además, deberá tener suficiente contenido de humedad para ser compactable, pero deberá de estar seco al momento de la colocación del concreto para actuar como material absorbente.

D.4.1.6 Si una barrera de vapor/retardador de vapor se va a colocar sobre un relleno granular de granulometría gruesa, se deberá colocar o compactar sobre el relleno una capa delgada de aproximadamente 13 mm de material de granulometría fina antes de la instalación de la barrera/retardador de vapor para reducir la posibilidad de puncionarlo.

D.4.1.7 Para lograr un drenaje efectivo, las cimbras y las guías para enrasar se deberán fijar para asegurar una pendiente mínima de 20 mm/m, para impedir la formación de charcos.

D.4.1.8 La diferencia entre la temperatura de la sub-base y la del concreto al momento de la colocación no deberá ser superior a 290 K (17°C) (idealmente a 284 K u 11°C). Las temperaturas dentro de la edificación se deberán mantener arriba de 283 K (10°C) mientras se coloca, da acabado y se cura el concreto.

D.5 Materiales

D.5.1 Concreto

D.5.1.1 Además de satisfacer la resistencia a compresión especificada, el concreto para utilizarse en una losa sobre rasante, si se especifica, también deberá cubrir los requisitos de resistencia a la flexión (véase Capítulo 2) y los límites de a/mc para la durabilidad establecido en el Capítulo 4.

D.5.1.2 Se deberá verificar que el concreto no experimentará excesivas demoras, tiempo de fraguado diferencial o problemas de formación de costras superficiales bajo las condiciones de temperatura y humedad esperadas en el proyecto.

D.5.1.3 Se deberán utilizar las resistencias a compresión especificada f'_c mostradas en la tabla D.5.1.4 para varias clases de pisos de concreto.

D.5.1.4 El revenimiento indicado para cada clase de piso mostrado en la tabla D.5.1.4 es el máximo recomendado en el momento de colocación para impedir segregación y además proveer trabajabilidad del concreto. Se deberá permitir un ajuste del revenimiento en la obra de acuerdo con ASTM C94/C94M.

Tabla D.5.1.4 – Resistencia especificada a la compresión y revenimiento máximo del concreto para diferentes clases de pisos

Clase de piso ^[1]	Resistencia a la compresión f'_c (a los 28 días)	Revenimiento máximo para colocación ^[2]
	MPa (kg/cm ²)	mm
1, 2 y 3	25 (250)	125
4, 5 y 6	25 (250)	125
7 - base	25 (250)	125
7 - superficie de desgaste adherida ^[3]	35 (350)	75
8 - superficie de desgaste no adherida ^[4]	30 (300)	75
9 – súper plano	30 (300)	125

^[1] Ver tabla D.2.1

^[2] Se supone que el revenimiento máximo se obtiene usando un aditivo reductor de agua Tipo A

^[3] La resistencia especificada dependerá de la severidad del uso

^[4] Tamaño máximo de agregado no mayor a un tercio del espesor de la superficie no adherida.

D.5.2 Cemento portland

D.5.2.1 Las losas sobre rasante pueden lograrse con una variedad de cementos portland que satisfacen los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCCE-2017, así como con lo especificado en el Capítulo 4 de esta Norma.

D.5.3 Agregados

D.5.3.1 Los agregados deberán cumplir con NMX-C-111-ONNCCE-2018, así como con las modificaciones y adiciones establecidas en 16.4.1.2 y 16.4.1.5.3 de esta Norma.

D.5.3.2 El tamaño máximo de agregado grueso no deberá exceder de tres cuartos de la separación mínima de las barras de refuerzo en pisos estructurales, ni de un tercio del espesor de losas sin refuerzo.

D.5.3.3 Se deberán satisfacer las limitaciones a) a c) siguientes:

- No permitir que el porcentaje retenido en dos mallas de tamaño adyacente caiga por debajo de 5 por ciento
- No permitir que el porcentaje retenido en tres tamaños de malla adyacentes caiga por debajo de 8 por ciento
- Cuando el porcentaje retenido en cada uno de dos tamaños de malla adyacentes sea menor que 8 por ciento, el porcentaje total retenido en cualquiera de esas mallas y la malla adyacente que se encuentre afuera deberá ser de al menos 13 por ciento.

D.5.3.4 Se deberán aplicar endurecedores superficiales no metálicos en pisos sujetos a tránsito pesado y frecuente de montacargas con ruedas metálicas.

D.5.4 Agua

D.5.4.1 El agua de mezclado deberá ser potable y cumplir con NMX-C-122-ONNCCE-2019.

D.5.5 Materiales para curado

D.5.5.1 La película plástica de polietileno deberá permitir una pérdida de humedad de no más de 0.055 g/cm² en 72 horas de acuerdo con ASTM C 156.

D.5.5.2 Los compuestos líquidos que forman membrana deberán satisfacer ASTM C 309.

D.5.6 Aditivos

D.5.6.1 En la mayoría de los casos para losas sobre rasante en interiores con acabado de allanado, hechos con agregados de peso normal, no deberá de incluir aditivos inclusores de aire. El contenido máximo del total del aire para este concreto normalmente no deberá de exceder 3 por ciento en el punto de colocación. El contenido de aire del concreto inicialmente entregado en el sitio de la obra deberá ser ensayado en el punto de colocación para que se verifique de acuerdo con NMX-C-158-ONNCCE-2006 o NMX-C-157-ONNCCE-2006. Posteriormente el contenido de aire puede verificarse comparando la densidad del concreto de acuerdo con NMX-C-162-ONNCCE-2014.

D.5.6.2 Los aditivos químicos deberán cumplir con NMX-C-255-ONNCCE-2013 para cualquiera de los tipos que se pretendan utilizar.

D.5.6.3 Los límites de cloruro en mezclas de concreto deberán cumplir con ASTM C 1218, así como con 4.9.1 de la presente Norma.

D.5.6.4 Los aditivos en forma de polvo, seco, formulados específicamente se podrán mezclar con cemento portland en la planta dosificadora para producir concreto de contracción compensada, cumpliendo con ASTM C878/C878M y ACI PRC-223.

D.5.6.5 Los pigmentos para pisos con color deberán ser óxidos minerales sintéticos o naturales o carbono coloidal. Los pigmentos integrales para concreto deberán estar de conformidad con ASTM C979/C979M.

D.5.7 Refuerzo

D.5.7.1 Las barras corrugadas deberán ajustarse a los requisitos de NMX-B-506-CANACERO-2019 y NMX-B-457-CANACERO-2019. Se pueden utilizar las mallas de barras soldadas que cumplan con ASTM A184/A184M. El refuerzo de malla electrosoldada deberá cumplir con NMX-B-290-CANACERO-2021.

D.5.7.2 Las fibras sintéticas para pisos de concreto deberán de cumplir con NMX-C-537-ONNCCE-2018 o ASTM C1116/C1116M.

D.5.7.3 Las fibras de acero para pisos y losas deberán estar en conformidad con NMX-C-488-ONNCCE-2014 o ASTM A820.

D.6 Colocación, compactación y acabado

D.6.1 La manera más eficiente de depositar concreto en áreas grandes es en franjas largas alternas (fig. D.6.1).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

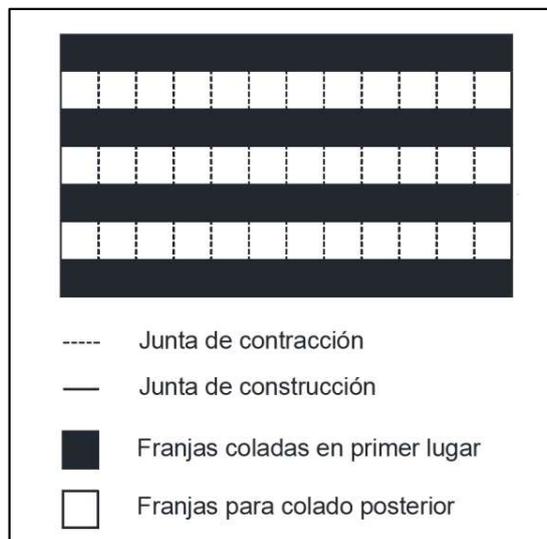


Figura D.6.1 – Secuencia de colocación del concreto en una losa sobre rasante

D.6.2 La secuencia de colocación para concreto de contracción compensada deberá realizarse de acuerdo con ACI PRC-223.

D.6.3 El concreto no se deberá depositar sobre la base más rápidamente de lo que se puede extender, aplanar, emparejar los bordes, puesto que estas últimas operaciones se deberán efectuar antes de que el agua de sangrado se acumule en la superficie.

D.6.4 El extendido será la primera operación para generar una superficie plana (no necesariamente una superficie a nivel, puesto que deberá tener una pendiente para drenaje de la superficie).

D.6.5 La compactación inicial de concreto en pisos, con la excepción de losas altamente reforzadas, se realizará generalmente en las primeras operaciones de extendido, vibrado, enrasado, aplanado y nivelado con regla.

D.6.6 El enrasado es la acción de nivelar la superficie del concreto para obtener una rasante predeterminada. Esto se hará inmediatamente después de la colocación. Cuando se aplica enrasado manual, deberá usarse un revenimiento de 125 mm o más alto para facilitar el enrasado y la consolidación del concreto sin métodos mecánicos.

D.6.7 El aplanado inicial consiste en eliminar protuberancias y rellenar los huecos dejados por las operaciones de enrasado. Deberá embeber el agregado grueso sólo ligeramente. Este proceso prepara la superficie para los trabajos posteriores de formar juntas, aplanar y alisar.

D.6.8 El propósito del alisado es producir una superficie dura, lisa y densa. No deberá alisarse una superficie que no ha sido aplanada mecánicamente o a mano.

D.6.9 Las tolerancias para pisos planos y horizontales para distintos usos deberán de estar de acuerdo con los requerimientos expuestos en ACI SPEC-117.

D.7 Curado, protección y juntas

D.7.1 El curado con agua formando una lámina, en forma de riego o saturación, es práctico sólo en áreas de losa sin juntas o donde el agua esté realmente confinada por retenedores para impedir humedecer la capa de sub-base o saturar la subrasante.

D.7.2 Los compuestos líquidos para curado que formen una membrana se deberán aplicar tan pronto como se terminen las operaciones de acabado, mientras la superficie esté todavía húmeda, pero sin agua libre.

D.7.3 Con cualquier tipo de cemento, en temperaturas arriba de 278 K (5°C), se recomiendan normalmente siete días sin interrupción para curado con agua o curado con cubierta que retengan la humedad. Este período se puede reducir a tres días cuando se emplea concreto de alta resistencia temprana y las temperaturas son de 296 K (23°C) o superiores.

D.7.4 La losa de concreto deberá protegerse durante la construcción contra los factores a) a h):

- a) Tránsito pesado
- b) Tránsito de vehículos con llantas sólidas
- c) Impacto y abrasión
- d) Cargas impuestas (grúas, camiones revolvedora)
- e) Manchas (grasa, aceite, sustancias químicas, pintura, mortero, suelo arcilloso)
- f) Huellas de llantas de hule
- g) Descongelantes
- h) Congelación.

D.7.5 Las juntas de contracción deberán ser serradas, a una profundidad 25 mm. Los cortes con sierra en las juntas de construcción no deberán ser introducidos hasta que una grieta sea perceptible en la junta fría entre colocaciones adyacentes.

D.7.6 No deberán emplearse barras de respaldo (fondo de junta) en el sellado de las juntas que serán expuestas a tráfico pesado.

D.7.7 Las juntas de aislamiento pueden formarse con elementos preformados de fibra, espuma de polietileno o materiales similares antes de comenzar la colocación del concreto.

D.7.8 No deberán usarse materiales impregnados de asfalto o similares en juntas de aislamiento que serán selladas.

D.7.9 Es aconsejable diferir el relleno y el sellado de juntas tanto como sea posible para reducir al mínimo los efectos de la abertura de la junta por contracción sobre el relleno o el sellador.

D.7.10 Para almacenes refrigerados y congeladores, el relleno de juntas se deberá aplicar sólo después de que el cuarto se haya mantenido a la temperatura planeada de operación durante un mínimo de 48 h. Para salones con temperatura de operación por debajo de 255 K (-18°C), la temperatura de operación deberá conservarse durante al menos 14 días antes de empezar el relleno de juntas.

D.8 Criterios de desempeño del piso

D.8.1 Se deberá prestar atención a los muchos factores que influyen en el desempeño de un piso que incluyen, pero no de manera limitativa, los indicados de a) a m):

- a) Uniformidad de la subrasante y adecuación de su capacidad portante
- b) Contenido de humedad de la subrasante y sub-base
- c) Calidad del concreto (particularmente potencial de contracción)
- d) Idoneidad de la capacidad estructural
- e) Nivelación y planitud de la superficie
- f) Deformaciones (es decir, asentamiento) bajo cargas aplicadas
- g) Transferencia de carga en las juntas de control y construcción
- h) Tipo y separación de las juntas de control y construcción
- i) Mano de obra y condiciones del lugar de trabajo
- j) Detalles debajo de la losa (es decir, retardadores de vapor, a veces denominados barreras de vapor, aislamiento, etc.).
- k) Condiciones de humedad del concreto y velocidad de secado
- l) Acabados superficiales especiales, incluidos los revestimientos
- m) Idoneidad del curado.

REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS DE LOS CAPÍTULOS 1 A 16**Normas Mexicanas (NMX)***Industria siderúrgica*

NMX-B-457-CANACERO-2019 — Varilla corrugada de acero de baja aleación para refuerzo de concreto-Especificaciones y métodos de prueba

NMX-B-506-CANACERO-2019 — Varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto— Especificaciones y métodos de prueba

NMX-B-522-CANACERO-2020 — Varilla corrugada y lisa de acero inoxidable para refuerzo de concreto

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

R72-16 — Standard Practice for Match Curing of Test Specimens

American Concrete Institute (ACI)

ACI PRC-201.2-16 — Guide to Durable Concrete

ACI PRC-308-16 — Guide to External Curing of Concrete

ACI PRC-351.1-12 — Report on Grouting Between Foundations and Bases for Support of Equipment & Machinery

ACI SPEC-308.1-23 — Curing Concrete-Specification

ACI SPEC-351.4 -14 Specification for Installation of Cementitious Grouting between Foundations and Equipment Bases

ACI Committee 408, 1966, “Bond Stress—The State of the Art,” ACI Journal Proceedings, V. 63, No. 11, Nov., pp. 1161-1188. doi: 10.14359/7665

American Society for Testing and Materials (ASTM International)

ASTM C171-20 — Standard Specification for Sheet Materials for Curing Concrete

ASTM C309-19 — Standard Specification for Liquid Membrane-Forming Compounds for Curing Concrete

ASTM C567-00 — Standard Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete

ASTM C803/803M-18—Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete

ASTM C900-15—Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete

ASTM C1074-17—Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method

ASTM C1315-19 — Standard Specification for Liquid Membrane-Forming Compounds Having Special Properties for Curing and Sealing Concrete

ASTM C1709, “Guide for Evaluation of Alternative Supplementary Cementitious Materials (ASCM) for Use in Concrete”.

ASTM C1761/C1761M-17 — Standard Specification for Lightweight Aggregate for Internal Curing of Concrete

International Code Council (ICC)

AC133, 2020, “Acceptance Criteria for Mechanical Splice Systems for Steel Reinforcing Bars,” approved October 2020, ICC Evaluation Service, LLC (ICC-ES), Brea, CA

Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI)

MNL 116-99—Manual for Quality Control for Plants and Production of Structural Precast Concrete Products

MNL 117-13—Manual for Quality Control for Plants and Production of Architectural Precast Concrete Products

MNL 120-17—Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete, Eighth Edition

Post-Tensioning Institute (PTI)

C30.4-07— Training and Certification of Field Personnel for Bonded Post- Tensioning

DC10.5-12—Standard Requirements for Design and Analysis of Shallow Post-Tensioned Concrete Foundations of Expansive Soils
DC20.8-04—Design of Post-Tensioned Slabs Using Unbonded Tendons
M10.3-16—Field Procedures Manual for Unbonded Single Strand Tendons
M50.3-12—Guide Specification for Grouted Post-Tensioning
M55.1-12—Specification for Grouting of Post-Tensioned Structures
TAB.1-06—Post-Tensioning Manual, Sixth Edition

Documentos de autor

Abdel-Fattah, B., y Wight, J. K., 1987, "Study of Moving Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake-Resistant Design of RIC Buildings," *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 1, Ene.-Feb., pp. 31-39.

Abdullah, S. A., y Wallace, J. W., 2019, "Drift Capacity of Reinforced Concrete Structural Walls with Special Boundary Elements," *ACI Structural Journal*, V. 116, No. 1, Jan., pp. 183-194. doi: 10.14359/51710864

Abdullah, S. A., y Wallace, J. W., 2020, "Reliability-based Design Methodology for Reinforced Concrete Structural Walls with Special Boundary Elements," *ACI Structural Journal*, V. 117, No. 3, May, pp. 17-29. doi: 10.14359/51721375

Ajaam, A.; Yasso, S.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; and Sperry, J., 2018, "Anchorage Strength of Closely Spaced Hooked Bars," *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 4, pp. 1143-1152. doi: 10.14359/51702065

Alcocer, S. M. y Jirsa, J. O. (1993). Strength of Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by Jacketing. *ACI Structural Journal*, American Concrete Institute, 90(3), 90(3), 249-261.

Al-Haddad, S. M., y Wight, J. K., 1988, "Relocating beam plastic hinging zones for earthquake resistant design of reinforced concrete buildings," *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 2, Mar.-Abr., pp. 123-133.

Al-Sabawy, A., Lequesne, R. D., O'Reilly, M., Darwin, D., and Lepage, A., (2020). *Headed and High-Strength Shear Reinforcement in Concrete Members*, SM Report No. 139, University of Kansas Center for Research, Inc., Lawrence, Kansas, 498 pp. hdl.handle.net/1808/30355

Anderson, A. R., 1978, "Shear Strength of Hollow Core Members," Technical Bulletin 78-81, Concrete Technology Associates, Tacoma, WA, Apr., 33 pp. doi: 10.14359/19270

Anderson, N. S., and Ramirez, J. A., 1989, "Detailing of Stirrup Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 5, Sept.-Oct., pp. 507-515. doi: 10.14359/3005

Angelakos, D.; Bentz, E. C.; and Collins, M. D., 2001, "Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 3, May-June, pp. 290-300. doi: 10.14359/10220

Arteta, C. A., 2015, "Seismic Response Assessment of Thin Boundary Element Specimens of Special Concrete Shear Walls," PhD dissertation, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, 240 pp.

Azizinamini, A.; Darwin, D.; Eligehausen, R.; Pavel, R.; and Ghosh, S. K., 1999b, "Proposed Modifications to ACI 318-95 Development and Splice Provisions for High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 6, Nov.-Dec., pp. 922-926. doi: 10.14359/766

Azizinamini, A.; Pavel, R.; Hatfield, E.; and Ghosh, S. K., 1999a, "Behavior of Spliced Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 5, Sept.-Oct., pp. 826-835. doi: 10.14359/737

Barda, F.; Hanson, J. M.; and Corley, W. G., 1977, "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, SP-53, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 149-202. doi: 10.14359/17697

Barney, G. B.; Shiu, K. N.; Rabbat, B. G.; Fiorato, A. E.; Russell, H. G.; and Corley, W. G., 1980, "Behavior of Coupling Beams under Load Reversals (RD068.01B)," Portland Cement Association, Skokie, IL. doi: 10.14359/51685458

Bartoletti, S. J., and Jirsa, J. O., 1995, "Effects of Epoxy Coating on Anchorage and Development of Welded Wire Fabric," ACI Structural Journal, V. 92, No. 6, Nov.-Dec., pp. 757-764. doi: 10.14359/9669

Base, G. D.; Reed, J. B.; Beeby, A. W.; and Taylor, H. P. J., 1966, "An Investigation of the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams," Research Report No. 18, Cement and Concrete Association, London, UK, Dec., 44 pp. doi: 10.14359/51685142

Becker, R. J., and Buettner, D. R., 1985, "Shear Tests of Extruded Hollow Core Slabs," PCI Journal, V. 30, No. 2, Mar.-Apr., pp. 40-54. doi: 10.15554/pcij.03011985.40.54

Beeby, A. W., 1979, "The Prediction of Crack Widths in Hardened Concrete," The Structural Engineer, V. 57A, No. 1, Jan., pp. 9-17. doi: 10.14359/51685143

Belarbi, A., Kuchma, D.A., y Sanders, D.H., 2017. "Proposals for New One-Way Shear Equations for the 318 Building Code," Concrete International, V. 39, No. 9, pp. 29-32.

Bischoff, P. H., 2005, "Revaluation of Deflection Prediction for Concrete Beams Reinforced with Steel and Fiber Reinforced Polymer Bars," Journal of Structural Engineering, V. 131, No. 5, Mayo, pp. 752-767. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:5(752)

Bischoff, P. H., Naito, C. J., e Ingaglio, J. P., 2018, "Immediate Deflection of Partially Prestressed Concrete Flexural Members," ACI Structural Journal, V. 115, No. 6, Nov., pp. 1683-1693.

Bischoff, P. H., y Scanlon, A., 2007, "Effective Moment of Inertia for Calculating Deflections of Concrete Members Containing Steel Reinforcement and Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement," ACI Structural Journal, V. 104, No. 1, Ene.-Feb., pp. 68-75. doi: 10.14359/18434.

Branson, D. E., 1970, discussion of "Proposed Revision of ACI 318-63: Building Code Requirements for Reinforced Concrete," ACI Journal Proceedings, V. 67, No. 9, Sept., pp. 692-695.

Branz Facts, 1984, Metal Corrosion # 38, Atmospheric Corrosivity Clasification, Metal Corrosion in New Zealand Buidings.

Branz Facts, 1991, Metal Corrosion # 105, Atmospheric Corrosivity Clasification, Metal Corrosion in New Zealand Buidings.

Branz Facts, 1992, Metal Corrosion # 112, Atmospheric Corrosivity Clasification, Metal Corrosion in New Zealand Buidings.

Breen, J. E.; Burdet, O.; Roberts, C.; Sanders, D.; Wollmann, G.; and Falconer, B., 1994, "Anchorage Zone Requirements for Post-Tensioned Concrete Girders," NCHRP Report 356, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington, DC. doi: 10.14359/19236

Breen, J. E.; Burdet, O.; Roberts, C.; Sanders, D.; Wollmann, G.; and Falconer, B., 1994, "Anchorage Zone Requirements for Post-Tensioned Concrete Girders," NCHRP Report 356, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington, DC. doi: 10.14359/19236

- Broms, C. E., 1990, "Shear Reinforcement for Deflection Ductility of Flat Plates," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 6, Nov.-Dec., pp. 696-705. doi: 10.14359/2988
- Brown, M. D.; Bayrak, O.; and Jirsa, J. O., 2006, "Design for Shear Based on Loading Conditions," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 4, July-Aug., pp. 541-550. doi: 10.14359/16430
- Burns, N. H., and Hemakom, R., 1977, "Test of Scale Model Post-Tensioned Flat Plate," *Journal of the Structural Division*, V. 103, June, pp. 1237-1255. doi: 10.14359/16870
- Cheng, M. Y.; Hung, S. C.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2016, "Earthquake-Resistant Squat Walls Reinforced with High-Strength Steel," *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 5, Sep.-Oct., pp. 1065-1076. doi: 10.14359/51688825
- Crist, R. A., 1966, "Shear Behavior of Deep Reinforced Concrete Beams," *Proceedings, Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structural Elements Mexico City*, V. 4, RILEM, Paris, France, 31 pp.
- Cruz, L. A., Ibarra, E. y Rangel J.L., 2021, Efecto de la rigidez de la losa, en cimentaciones piloteadas, Memorias de la XXX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, en línea, México.
- CSA Group (2019). "Design of Concrete Structures, A23.3-19," Canadian Standards Association, Ontario, Canada.
- Darwin, D.; Manning, D. G.; and Hognestad, E., 1985, "Debate: Crack Width, Cover, and Corrosion," *Concrete International*, V. 7, No. 5, May, pp. 20-35. doi: 10.14359/16539
- Dinh, H.H., Parra-Montesinos, G.J., y Wight, J.K., 2010, "Shear Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrup Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 107, No. 5, pp. 597-606.
- Elgabry, A. A y Ghali, A., 1987, "Tests on Concrete Slab-Column Connections with Stud Shear Reinforcement Subjected to Shear-Moment Transfer," *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 5, pp. 433-442.
- Elwood, K.J.; Eberhard, M.O. 2009, "Effective stiffness of reinforced concrete columns", *ACI Structural Journal*, julio-agosto, pp. 476-484.
- Ford, J. S.; Chang, D. C.; and Breen, J. E., 1981, "Design Indications from Tests of Unbraced Multipanel Concrete Frames," *Concrete International*, V. 3, No. 3, Marzo, pp. 37-47
- Frantz, G. C., and Breen, J. E., 1980, "Cracking on the Side Faces of Large Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 77, No. 5, Sept.-Oct., pp. 307-313. doi: 10.14359/7007
- French, C. W., and Moehle, J. P., 1991, "Effect of Floor Slab on Behavior of Slab-Beam-Column Connections," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance, SP-123*, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 225-258. doi: 10.14359/19328
- Frosch, R. J., 1999, "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 3, May-June, pp. 437-442. doi: 10.14359/679
- Frosch, R. J., 2002, "Modeling and Control of Side Face Beam Cracking," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 3, May-June, pp. 376-385. doi: 10.14359/11922
- Furlong, R. W.; Hsu, C.-T. T.; and Mirza, S. A., 2004, "Analysis and Design of Concrete Columns for Biaxial Bending—Overview," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 3, Mayo-Junio, pp. 413-423

Gergely, P., and Lutz, L. A., 1968, "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members," Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete, SP-20, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 87-117. doi: 10.14359/17348

Ghannoum, W. M., y Slavin, C. M. (2016). "Low-Cycle Fatigue Performance of High-Strength Steel Reinforcing Bars." *ACI Materials Journal*, 113(6), pp. 803-814.

González, O. y Robles, F. 2004, "Aspectos fundamentales del concreto reforzado", Cuarta Edición, Limusa

Grossfield, B., and Birnstiel, C., 1962, "Tests of T-Beams with Precast Webs and Cast-in-Place Flanges," *ACI Journal Proceedings*, V. 59, No. 6, June, pp. 843-851. doi: 10.14359/16709

Hamad, B. S.; Jirsa, J. O.; and D'Abreu, N. I., 1993, "Anchorage Strength of Epoxy-Coated Hooked Bars," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 2, Mar.-Apr., pp. 210-217. doi: 10.14359/4127

Hanson, N. W., 1960, "Precast-Prestressed Concrete Bridges: Horizontal Shear Connections," *Bulletin, PCA Research and Development Laboratories*, V. 2, No. 2, May, pp. 38-58. doi: 10.14359/16708

Hanson, N. W., and Kaar, P. H., 1959, "Flexural Bond Tests Pretensioned Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 55, No. 7, Jan., pp. 783-802. doi: 10.14359/11389

Haselton, C. B., Liel, A. B., Taylor Lange, S, and Deierlein, G. G. (2008). "Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings". Peer Report 2007/03.

Haselton, C. B., Liel, A. B., Taylor Lange, S, and Deierlein, G. G. (2010). "Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings". (Updated Report).

Hawkins, N. M., 1974, "Shear Strength of Slabs with Shear Reinforcement," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 785-816. doi: 10.14359/17306

Hawkins, N. M., 1981, "Lateral Load Resistance of Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction," *PCI Journal*, V. 26, No. 1, Jan.-Feb., pp. 94-116. doi: 10.15554/pcij.01011981.94.117

Hawkins, N. M., and Ospina, C. E., 2017, "Effect of Slab Flexural Reinforcement and Depth on Punching Strength," *Joint ACI-fib International Symposium on Punching Shear of Structural Concrete Slabs*, SP-315, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 117-140. doi: 10.14359/51700935

Henry, R. E.; Dizhur, D.; Elwood, K. J.; Hare, J.; and Brunson, D., 2017, "Damage to Concrete Buildings with Precast Floors During the 2016 Kaikoura Earthquake," *Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering*, V. 50, No. 2, pp. 174-187. [http://www.nzsee.org.nz/db/Bulletin/Archive/50\(2\)0174.pdf](http://www.nzsee.org.nz/db/Bulletin/Archive/50(2)0174.pdf)

Hirosawa, M., 1977, "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members," Report No. 76, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, Mar. (in Japanese). Also, data in *Civil Engineering Studies*, 1978, Structural Research Series No. 452, University of Illinois, Champaign, IL, 141 pp. doi: 10.14359/19325

Holland, T.C., y Hover, K.C., 2020, "Proposed Data Sheet for Alternative Cementitious Materials," *Concrete International*, V. 42, No. 8, Agosto, pp. 43-47.

Huq, M. S.; Burgos, E. A.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2018, "High-Strength Steel Bars in T-Shaped Concrete Walls," *Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Los Angeles, CA.

Hwang, H. J.; Eom, T. S., and Park, H. G. (2015). "Bond-Slip Relationship of Beam Flexural Bars in Interior Beam-Column Joints". *ACI Structural Journal*. November-December.

Ishizuka, T., and Hawkins, N. M., 1987, "Effect of Bond Deterioration on the Seismic Response of Reinforced and Partially Prestressed Concrete Ductile Moment Resistant Frames," Report SM 87-2, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, WA.

Jirsa, J. O., and Breen, J. E., 1981, "Influence of Casting Position and Shear on Development and Splice Length—Design Recommendations," Research Report 242-3F, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin, Austin, TX, Nov., 50 pp. doi: 10.14359/19469

Johnson, L. A., and Jirsa, J. O., 1981, "The Influence of Short Embedment and Close Spacing on the Strength of Hooked Bar Anchorages," PMFSEL Report No. 81-2, Department of Civil Engineering-Structures Research Laboratory, University of Texas, Austin, TX, 93 pp.

Kaar, P. H., 1966, "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 8: Similitude in Flexural Cracking of T-Beam Flanges," PCA Research and Development Laboratories Bulletin, V. 8, No. 2, May, pp. 2-12. doi: 10.14359/51685141

Kaar, P. H.; Kriz, L. B.; and Hognestad, E., 1960, "Precast-Prestressed Concrete Bridges: 1) Pilot Tests of Continuous Girders," PCA Research and Development Laboratories Bulletin, V. 2, No. 2, May, pp. 21-37. doi: 10.14359/51685340

Kaar, P. H.; La Fraugh, R. W.; and Mass, M. A., 1963, "Influence of Concrete Strength on Strand Transfer Length," PCI Journal, V. 8, No. 5, Oct., pp. 47-67. doi: 10.15554/pcij.10011963.47.67

Kaar, P., and Magura, D., 1965, "Effect of Strand Blanketing on Performance of Pretensioned Girders," PCI Journal, V. 10, No. 6, Dec., pp. 20-34. doi: 10.15554/pcij.12011965.20.34

Kemp, EL; Brezny, FS y Unterspan, JA, 1968, "Effect of Rust and Scale on the Bond Characteristic of Deformed Reinforcing Bars", ACI Journal, Proceedings, Vol. 65, No. 9, septiembre, pp. 743-756

Khuntia, M.; Ghosh, S.K., 2004a, "Flexural stiffness of reinforced concrete columns and beams: analytical approach", ACI Structural Journal, Vol. 101, No. 3, mayo-junio, pp. 351-363.

Khuntia, M.; Ghosh, S.K., 2004b, "Flexural stiffness of reinforced concrete columns and beams: Experimental verification", ACI Structural Journal, Vol. 101, No. 3, mayo-junio, pp. 364-374

Kriz, L. B., and Raths, C. H., 1965, "Connections in Precast Concrete Structures—Strength of Corbels," PCI Journal, V. 10, No. 1, Feb., pp. 47-61. doi: 10.15554/pcij.02011965.16.61

Kuchma, D. A., Wei, S., Sanders, D., Belarbi, A., y Novak, L., 2019. "Development of the One-Way Shear Design Provisions of ACI 318-19 for Reinforced Concrete". ACI Structural Journal, V. 116, No. 4, pp. 285-295.

Kurose, Y.; Nagami, K.; and Saito, Y., 1991, "Beam-Column Joints in Precast Concrete Construction in Japan," Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance, SP-123, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 493-514. doi: 10.14359/2907

Leon, R. T., 1989, "Interior Joints with Variable Anchorage Lengths," Journal of Structural Engineering, V. 115, No. 9, Sept., pp. 2261-2275. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:9 (2261)

Leonhardt, F., and Walther, R., 1964, "The Stuttgart Shear Tests," C&CA Translation, No. 111, Cement and Concrete Association, London, UK, 134 pp. doi: 10.14359/19344

Lew, H.S.; Bao, Y.; Pujol, S.; y Sozen, M.A., 2014, "Experimental Study of Reinforced Concrete Assemblies under Column Removal Scenario," *ACI Structural Journal*, V. 111, No. 4, Jul.-Aug., pp. 881–892.

Lubell, A. S.; Bentz, E. C.; and Collins, M. P., 2009, "Shear Reinforcement Spacing in Wide Members," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 2, Mar.-Apr., pp. 205-214. doi: 10.14359/56359

Lubell, A. S.; Sherwood, E. G.; Bentz, E. C.; and Collins, M. P., 2004, "Safe Shear Design of Large Wide Beams," *Concrete International*, V. 26, No. 1, Jan., pp. 66-78. doi: 10.14359/19136

MacGregor, J. G., 1993, "Design of Slender Concrete Columns – Revisited," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 3, Mayo-Junio, pp. 302-309.

MacGregor, J. G., and Hage, S. E., 1977, "Stability Analysis and Design of Concrete Frames," *Journal of the Structural Division*, V. 103, Octubre, pp. 1953-1970.

Mander, J. B.; Priestley, M. J. N.; and Park, R. (1988). "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete". *Journal of Structural Engineering*, V. 114, No. 8., ASCE, August.

Marti, P., 1985, "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design," *ACI Journal Proceedings*, V. 82, No. 1, Jan.-Feb., pp. 46-56. doi: 10.14359/10314

Mast, R. F., 1968, "Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections," *Journal of the Structural Division*, V. 94, June, pp. 1485-1504. doi: 10.14359/16710

Mattock, A. H.; Chen, K. C.; and Soongswang, K., 1976a, "The Behavior of Reinforced Concrete Corbels," *PCI Journal*, V. 21, No. 2, Mar.-Apr., pp. 52-77. doi: 10.15554/pcij.03011976.52.77

Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., 1977, "Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," Report No. 77-1, Department of Civil Engineering, Structures Research Laboratory, University of Texas at Austin, Austin, TX, Jan., 291 pp. doi: 10.14359/51685433

Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., 1981, "Shear Strength of R/C Beam-Column Connections," *Journal of the Structural Division*, V. 107, Nov., pp. 2227-2244

Meli, R., CJ Mendoza, 1991, "Revisión de las reglas de verificación de calidad del concreto," *Ingeniería*, LXI, (4), 19-24, diciembre, México.

Mena Ferrer, M., 2005. *Durabilidad de estructuras de concreto en México: Previsiones y recomendaciones*, 1. edición. México, Distrito Federal: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.

Mendoza CJ y López J, 2016. *Influencia del consumo de macrofibras de polipropileno en el desempeño del concreto empleado en el revestimiento secundario del Túnel Emisor Oriente*, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Mendoza, C. J.; Aire, C.; López, J.; Hernández, F., 2013, "Propiedades mecánicas de barras de refuerzo grados 42, 52 y 56", Instituto de Ingeniería, UNAM.

Mendoza, C.J., 1991, "Evaluación de la resistencia del concreto en la estructura por medio del ensaye de corazones," *Construcción y Tecnología*, III, (34), 6-11, marzo, México.

Mendoza, C.J., y Mena, M., 1987, "Influencia de las características de los agregados en las propiedades de los concretos estructurales del D.F.," *IMCYC*, XXV, (192), 9-20, enero, México.

Meyerhof, G. G., 1953, The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. *Géotechnique* Vol. 8 N° 2 P. 101

Mitchell, D., and Cook, W. D., 1984, "Preventing Progressive Collapse of Slab Structures," *Journal of Structural Engineering*, V. 110, No. 7, July, pp. 1513-1532. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:7(1513)

Moehle Jack, 2015, "Seismic Design of reinforced Concrete Buildings", McGraw Hill Education

Moehle, J. P., 1992, "Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes," *Earthquake Spectra*, V. 8, No. 3, Aug., pp. 403-428. doi: 10.1193/1.1585688

Muguruma, H., and Watanabe, F., 1990, "Ductility Improvement of High-Strength Concrete Columns with Lateral Confinement," *Proceedings, Second International Symposium on High-Strength Concrete, SP-121*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 47-60. doi: 10.14359/2783

Odello, R. J., and Mehta, B. M., 1967, "Behavior of a Continuous Prestressed Concrete Slab with Drop Panels," Graduate Student Research Report, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, 63 pp. doi: 10.14359/19581

Oesterle, R. G., 1997, "The Role of Concrete Cover in Crack Control Criteria and Corrosion Protection," *PCA R&D Serial No. 2054*, Portland Cement Association, Skokie, IL, 87 pp. doi: 10.14359/16540

Orakcal, K.; Massone, L. M.; and Wallace, J. W., 2009, "Shear Strength of Lightly Reinforced Wall Piers and Spandrels," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 4, July-Aug., pp. 455-465. doi: 10.14359/56611

Orangun, C. O.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 1977, "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," *ACI Journal Proceedings*, V. 74, No. 3, Mar., pp. 114-122. doi: 10.14359/10993

Ospina, C. E., and Alexander, S. D. B., 1998, "Transmission of Interior Concrete Column Loads through Floors," *Journal of Structural Engineering*, V. 124, No. 6, June, pp. 602-610. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:6(602)

Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) (2010). "Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings. Task 7 Report for the Tall Buildings Initiative". PEER Report 2010/111 (También publicado como PEER/ATC-72-1).

Park, R., and Thompson, K. J., 1977, "Cyclic Load Tests on Prestressed and Partially Prestressed Beam-Column Joints," *PCI Journal*, V. 22, No. 5, pp. 84-110. doi: 10.15554/pcij.09011977.84.110

Park, R. y Gamble, W. L., 1987. "Losas de Concreto Reforzado". Editorial LIMUSA, 685 pp.

Paulay, T., and Binney, J. R., 1974, "Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls," *Shear in Reinforced Concrete, SP-42*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 579-598. doi: 10.14359/17302

Paultre, P., and Légeron, F., 2008, "Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns," *Journal of Structural Engineering*, V. 134, No. 5, pp. 738-749. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:5(738)

PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings, 1976, "Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads," *PCI Journal*, V. 21, No. 2, Mar.-Apr., pp. 18-51. doi: 10.14359/16702

Peiris, C., and Ghali, A., 2012, "Flexural Reinforcement Essential for Punching Shear Resistance of Slabs," *Recent Developments in Reinforced Concrete Slab Analysis, Design and Serviceability, SP-287*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, May, pp. 1-16. doi: 10.14359/51683860

Pessiki, S.; Graybeal, B.; and Mudlock, M., 2001, "Proposed Design of High-Strength Spiral Reinforcement in Compression Members," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 6, Nov.-Dec., pp. 799-810. doi: 10.14359/10747

- Pfister, J. F., and Mattock, A. H., 1963, "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 5: Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns," *PCA Research and Development Laboratories Bulletin*, V. 5, No. 2, May, pp. 27-40. doi: 10.14359/51685279
- Restrepo, J. I.; Park, R.; and Buchanan, A. H., 1995a, "Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings," *PCI Journal*, V. 40, No. 4, July-Aug., pp. 44-61. doi: 10.15554/pcij.07011995.44.61
- Restrepo, J. I.; Park, R.; and Buchanan, A. H., 1995b, "Design of Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames," *PCI Journal*, V. 40, No. 5, pp. 68-80. doi: 10.15554/pcij.09011995.68.80
- Richart, F. E., 1933, "Reinforced Concrete Column Investigation—Tentative Final Report of Committee 105," *ACI Journal Proceedings*, V. 29, No. 2, Feb., pp. 275-282. doi: 10.14359/8273
- Richart, F. E.; Brandzaeg, A.; and Brown, R. L., 1929, "The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression," *Bulletin No. 190, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, IL*, Apr., 74 pp. doi: 10.14359/19264
- Rivera-Cruz, J.A.; Breña, S.F.; Gerasimidis, S.; y Clouston, P.L., 2021, "Behavior of Perimeter Beams with Integrity Reinforcing Details of Low Seismic Regions," *ACI Structural Journal*, Vol. 118 (6), pp. 203-214.
- Roberts-Wollmann, C. L., and Wollmann, G. P., 2008, "Bearing Strength of Unbonded Monostrand Post-Tensioning Anchors in Slab Edges," *PTI Journal*, V. 6, No. 2, Aug., pp. 29-39
- Rodríguez, C. E., 2018, *Diseño geotécnico estructural de pilotes de fricción y de punta sometidos a hundimiento regional en la zona lacustre de la Ciudad de México*. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Rodríguez, M. E. y Botello, J. C., 1995, "Comportamiento Sísmico de Estructuras Considerando Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Mexicanos." *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 49, 39-50.
- Rodríguez, M. y Restrepo J, 2012, "Práctica y diseño sísmico de edificios en México - cambios necesarios", *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 86. 89-118
- Rogowsky, D. M., and MacGregor, J. G., 1986, "Design of Reinforced Concrete Deep Beams," *Concrete International*, V. 8, No. 8, Aug., pp. 46-58. doi: 10.14359/51685228
- Rose, D. R., y Russell, B. W., 1997, "Investigation of Standardized Tests to Measure the Bond Performance of Prestressing Strand," *PCI Journal*, V. 42, No. 4, July-Aug., pp. 56-80. doi: 10.15554/pcij.07011997.56.80
- Rulon, R., Lequesne, R. D., Lepage, A., y Darwin, D., 2022. *Lap Splicing of Large High-Strength Steel Reinforcing Bars*, SM Report No. 148, The University of Kansas Center for Research, Inc., Lawrence, KS, 136 pp.
- Russell, B. W., y Burns, N. H., 1996, "Measured Transfer Lengths of 0.5 and 0.6 in. Strands in Pretensioned Concrete," *PCI Journal*, V. 41, No. 5, Sept.-Oct., pp. 44-65. doi: 10.15554/pcij.09011996.44.65
- Rutledge, S., y DeVries, R. A., 2002, "Development of D45 Wire in Concrete," Report, School of Civil and Environmental Engineering, Oklahoma State University, Stillwater, OK, Jan., 28 pp.
- Saatcioglu, M., y Razvi, S. R., 2002, "Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Columns for Confinement," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 1, Jan.-Feb., pp. 3-11. doi: 10.14359/11030
- Saemann, J. C., and Washa, G. W., 1964, "Horizontal Shear Connections between Precast Beams and Cast-in-Place Slabs," *ACI Journal Proceedings*, V. 61, No. 11, Nov., pp. 1383-1409. doi: 10.14359/7832. Also see discussion," *ACI Journal Proceedings*, V. 62, June 1965, pp. 1807-1810.

Schiebl, P., and Raupach, M., 1997, "Laboratory Studies and Calculations on the Influence of Crack Widths on Chloride-Induced Corrosion of Steel in Concrete," *ACI Materials Journal*, V. 94, No. 1, Jan.-Feb., pp. 56-62. doi: 10.14359/285

Schlaich, J.; Schafer, K.; and Jennewein, M., 1987, "Toward a Consistent Design of Structural Concrete," *PCI Journal*, V. 32, No. 3, May-June, pp. 74-150. doi: 10.15554/pcij.05011987.74.150

Segura, C. L., and Wallace, J. W., 2018, "Impact of Geometry and Detailing on Drift Capacity of Slender Walls," *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 3, May, pp. 885-895. doi: 10.14359/51702046

Shao, Y.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Lequesne, R. D.; Ghimire, K.; and Hano, M., 2016, "Anchorage of Conventional and High-Strength Headed Reinforcing Bars," SM Report No. 117, University of Kansas Center for Research, Lawrence, KS, Aug., 234 pp. <https://kuscholarworks.ku.edu/handle/1808/21738>

Shoab, A., Lubell, A.S., y Bindiganavile, V.S., 2014. "Size Effect in Shear for Steel Fiber-Reinforced Concrete Members without Stirrups," *ACI Structural Journal*, V. 111, No. 5, Sep, pp. 1081–1089.

Sivakumar, B.; Gergely, P.; and White, R. N., 1983, "Suggestions for the Design of R/C Lapped Splices for Seismic Loading," *Concrete International*, V. 5, No. 2, Feb., pp. 46-50. doi: 10.14359/9145

Smith, S. W., and Burns, N. H., 1974, "Post-Tensioned Flat Plate to Column Connection Behavior," *PCI Journal*, V. 19, No. 3, May-June, pp. 74-91. doi: 10.15554/pcij.05011974.74.91

Sokoli, D., and Ghannoum, W. M., 2016, "High-Strength Reinforcement in Columns under High Shear Stresses," *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 3, May-June, pp. 605-614. doi: 10.14359/51688203

Sokoli D., Hogsett G., Limantono A., Suselo A., Al-Tarafany D., Rodgers S., et al., "Acceptable Elongations and Low-Cycle Fatigue Performance for High-Strength Reinforcing Bars." Charles Pankow Foundation, (03-16), 2019, 213 p.

Sperry, J.; Yasso, S.; Searle, N.; DeRubeis, M.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Matamoros, A.; Feldman, L.; Lepage, A.; Lequesne, R.; and Ajaam, A., 2017a, "Conventional and High-Strength Hooked Bars—Part 1: Anchorage Tests," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 1, Jan.-Feb., pp. 255-266. doi: 10.14359/51689456

Sperry, J.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Lequesne, R. D.; Yasso, S.; Matamoros, A.; Feldman, L. R.; and Lepage, A., 2017b, "Conventional and High-Strength Hooked Bars—Part 2: Data Analysis," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 1, Jan.-Feb., pp. 267-276. doi: 10.14359/51689457

Sugano, S.; Nagashima, T.; Kimura, H.; Tamura, A.; and Ichikawa, A., 1990, "Experimental Studies on Seismic Behavior of Reinforced Concrete Members of High Strength Concrete," *Proceedings of the Second International Symposium on High-Strength Concrete*, SP-121, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 61-87. doi: 10.14359/2791

Thompson, M. K.; Ziehl, M. J.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 2005, "CCT Nodes Anchored by Headed Bars—Part 1: Behavior of Nodes," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 6, Nov.-Dec., pp. 808-815. doi: 10.14359/14788

Tuchscherer, R. G.; Birrcher, D. B.; Huizinga, M. H.; and Bayrak, O., 2010, "Confinement of Deep Beam Nodal Regions," *ACI Structural Journal*, V. 107, No. 6, Nov.-Dec., pp. 709-717. doi: 10.14359/51664019

Wallace, J. W., 1996, "Evaluation of UBC-94 Provisions for Seismic Design of RC Structural Walls," *Earthquake Spectra*, V. 12, No. 2, May, pp. 327-348. doi: 10.1193/1.1585883

Wallace, J. W., 1998, "Behavior and Design of High-Strength RC Walls," *High-Strength Concrete in Seismic Regions*, SP-176, C. W. French and M. E. Kreger, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 259-279. doi: 10.14359/5903

Wallace, J. W., 2012, "Behavior, Design, and Modeling of Structural Walls and Coupling Beams—Lessons from Recent Laboratory Tests and Earthquakes," *International Journal of Concrete Structures and Materials*, V. 6, No. 1, pp. 3-18. doi: 10.1007/s40069-012-0001-4

Wallace, J. W., and Orakcal, K., 2002, "ACI 318-99 Provisions for Seismic Design of Structural Walls," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 4, July-Aug., pp. 499-508. doi: 10.14359/12119

Weber-Kamin, A. S.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2019, "RC Coupling Beams with High-Strength Steel Bars: Summary of Test Results," SL Report 19-1, The University of Kansas Center for Research, Inc., Lawrence, KS, Jan., 133 pp. <http://hdl.handle.net/1808/27676>

Whitehurst, EA, 1951, Soniscope tests concrete structures. *Journal of American Concrete Institute*, 47, pp. 443–444.

Widianto; Bayrak, O.; and Jirsa, J. O., 2009, "Two-Way Shear Strength of Slab-Column Connections: Reexamination of ACI 318 Provisions," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 2, Mar.-Apr., pp. 160-170. doi: 10.14359/56354

Wilson, M. L. and Tennis, P. D., 2021, *Design and Control of Concrete Mixtures*, EB001, 17th edition, Portland Cement Association, Skokie, IL, 585 pp.

Worsfold, B., Moehle, J., y Silva, J., 2022, Moment transfer at column-foundation connections: physical tests, *ACI-Structural Journal*, V. 119, No. 5, Sep. 2022, pp. 95-110. doi: 10.14359/51734799

Worsfold, B., Moehle, J., y Silva, J., 2023, Moment transfer at column-foundation connections: analytical studies, *ACI-Structural Journal*, V. 120, No. 2, Mar. 2023, pp. 205-216. doi: 10.14359/51737146

Worsfold, B. y Moehle, J., (2023), *Shear-Reinforced Concrete Breakout Design Methodology for Moment Transfer at Column-Foundation Connections*, *Engineering Structures*, Vol. 283.

Yang, Y., Varma, A., Kreger, M. E., Wang, Y., y Zhang, K., (2021). "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams with T-Headed Bars for Safety-Related Nuclear Structures," *Engineering Structures*, 230, Article 111705, 14 pp. doi:10.1016/j.engstruct.2020.111705

Weill, J.M., (2021) "Les BFUP : Les bétons fibrés à ultra-hautes performance: Dessiner, calculer." Eyrolles, 1a edición.

Woods, H., 1966, "Corrosion of Embedded Material Other than Reinforcing Steel," *Bulletin 198*, Portland Cement Association.

Zarrinpour, M.R., and Chao, S.-H., 2017. "Shear Strength Enhancement Mechanisms of Steel Fiber- Reinforced Concrete Slender Beams," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 3, Mayo, pp. 729-742.

Zhu, S., and Jirsa, J. O., 1983, "Study of Bond Deterioration in Reinforced Concrete Beam-Column Joints," PMFSEL Report No. 83-1, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, Austin, TX, July, 79 pp. doi: 10.14359/51685438

Zuo Xin, X., Park, R., y Tanaka, H. (1992). "Behaviour of Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joints Designed Using High Strength Concrete and Steel", *Universidad de Canterbury Christchurch, Department of Civil Engineering, Nueva Zelanda*.