



PERÚ

Ministerio
de Vivienda, Construcción
y Saneamiento



PROPUESTA DE
NORMA E.060
CONCRETO ARMADO

2019



ÍNDICE

CAPÍTULO 1 REQUISITOS GENERALES	3
CAPÍTULO 2 NOTACIÓN Y DEFINICIONES	5
CAPÍTULO 3 MATERIALES	16
CAPÍTULO 4 REQUISITOS DE DURABILIDAD	22
CAPÍTULO 5 CALIDAD DEL CONCRETO, MEZCLADO Y COLOCACIÓN	27
CAPÍTULO 6 ENCOFRADOS, TUBERÍAS EMBEBIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN	37
CAPÍTULO 7 DETALLES DEL REFUERZO	40
CAPÍTULO 8 ANÁLISIS Y DISEÑO — CONSIDERACIONES GENERALES	48
CAPÍTULO 9 REQUISITOS DE RESISTENCIA Y DE SERVICIO	54
CAPÍTULO 10 FLEXIÓN Y CARGA AXIAL	64
CAPÍTULO 11 CORTANTE Y TORSIÓN	74
CAPÍTULO 12 LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES DEL REFUERZO	97
CAPÍTULO 13 LOSAS EN DOS DIRECCIONES	109
CAPÍTULO 14 MUROS	122
CAPÍTULO 15 CIMENTACIONES	125
CAPÍTULO 16 CONCRETO PREFABRICADO	129
CAPÍTULO 17 ELEMENTOS COMPUESTOS DE CONCRETO SOMETIDOS A FLEXIÓN	133
CAPÍTULO 18 CONCRETO PREENFORZADO	136
CAPÍTULO 19 CÁSCARAS Y LOSAS PLEGADAS	148
CAPÍTULO 20 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	151
CAPÍTULO 21 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SISMICO	154
CAPÍTULO 22 CONCRETO ESTRUCTURAL SIMPLE	182
ANEXO 1 NORMAS TÉCNICAS PERUANAS APLICABLES A CEMENTO, AGUA, AGREGADOS, ADITIVOS, CONCRETO Y ACERO Y LAS NORMAS ASTM CORRESPONDIENTES	187
ANEXO 2 EQUIVALENCIA DE FÓRMULAS EN EL SISTEMA MKS (kgf, cm, kgf/cm²)	193

CAPÍTULO 1

REQUISITOS GENERALES

1.1 ALCANCE

- 1.1.1 Esta Norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, preesforzado y simple. También cubre la evaluación de la resistencia de estructuras existentes.
- 1.1.2 Los planos y las especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán cumplir con esta Norma.
- 1.1.3 Lo establecido en esta Norma tiene prioridad cuando está en discrepancia con otras normas a las que ella hace referencia.
- 1.1.4 Para estructuras especiales tales como arcos, tanques y reservorios, depósitos, tolvas y silos, chimeneas y estructuras resistentes a explosiones, las disposiciones de esta Norma regirán en lo que sean aplicables.
- 1.1.5 Esta Norma no controla el diseño e instalación de las porciones de pilotes de concreto, pilas excavadas y cajones de cimentación que quedan enterrados en el suelo, excepto en lo dispuesto en el Capítulo 21.
- 1.1.6 Esta Norma no rige el diseño y la construcción de losas apoyadas sobre el suelo, a menos que la losa transmita cargas verticales o laterales desde otras partes de la estructura al suelo.
- 1.1.7 El diseño y construcción de losas de concreto estructural, vaciadas sobre moldes permanentes de acero consideradas como no compuestas, están regidos por esta Norma.
- 1.1.8 Esta Norma no rige para el diseño de losas de concreto estructural vaciadas sobre moldes permanentes de acero consideradas como compuestas, sin embargo, las secciones de estas losas, diseñadas como concreto reforzado, son regidas por esta Norma. El concreto usado en la construcción de tales losas está regido por los requisitos de esta Norma, en lo que sea aplicable.

1.2 PROYECTO, EJECUCIÓN E INSPECCIÓN DE LA OBRA

1.2.1 Requisitos Generales

- 1.2.1.1 Todas las etapas del proyecto estructural, construcción, supervisión e inspección de la obra deberán ser realizadas por personal profesional y técnico calificado.
- 1.2.1.2 El proyecto estructural deberá ser realizado por un Ingeniero Civil Colegiado, el cual firmará la memoria descriptiva, los planos y detalles, las especificaciones técnicas y será el único autorizado a aprobar cualquier modificación a los mismos.
- 1.2.1.3 La construcción deberá ser ejecutada e inspeccionada por ingenieros civiles colegiados, los cuales serán responsables del cumplimiento de lo indicado en los planos y especificaciones técnicas.

1.2.2 Proyecto

- 1.2.2.1 Para cargas sísmicas, la concepción estructural deberá hacerse de acuerdo a los criterios de estructuración indicados en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.
- 1.2.2.2 La determinación de las cargas actuantes se hará de acuerdo a lo indicado en la NTE E.020 Cargas y en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.
- 1.2.2.3 El ingeniero responsable del proyecto estructural podrá elegir los procedimientos de análisis. El diseño de la estructura deberá cumplir con los requerimientos de esta Norma.
- 1.2.2.4 Los planos del proyecto estructural deberán contener como mínimo la siguiente información:
 - a) Relación de las Normas empleadas en el diseño.
 - b) Carga viva y otras cargas utilizadas en el diseño. De ser el caso, la carga correspondiente a la tabiquería móvil.
 - c) Resistencia especificada a la compresión del concreto. De ser el caso, se precisarán las resistencias a edades específicas.
 - d) Resistencia especificada y tipo de acero del refuerzo.
 - e) Tamaño, localización y refuerzo de todos los elementos estructurales.
 - f) Detalles de anclajes del refuerzo, longitud y localización de los empalmes del refuerzo ya sea por traslape o mediante dispositivos mecánicos.

- g) .Ubicación y detallado de todas las juntas de separación con edificaciones vecinas.
- h) De ser el caso, se indicarán los detalles y las ubicaciones de las juntas de contracción o expansión. Precauciones a considerar en obra por cambios dimensionales de los elementos estructurales producidos por el flujo plástico, la retracción y variaciones térmicas.
- i) Características de la albañilería, mortero y los detalles de refuerzo de acuerdo a la NTE E.070 Albañilería. De ser el caso, detalles de unión o separación de los muros o tabiques de albañilería.
- j) Magnitud y localización de las fuerzas de preesforzado.
- k) Resistencia mínima a compresión del concreto en el momento de aplicación del postensado.
- l) Secuencia de aplicación de las fuerzas en los tendones de postensado.

1.2.3 Ejecución de la obra

1.2.3.1 Para la ejecución de la obra, el Constructor designará al Ingeniero Civil Colegiado que actuará como Ingeniero Residente de la Obra y que lo representará en ella.

1.2.3.2 El Constructor ejecutará los trabajos requeridos en la obra de acuerdo a lo indicado en la presente Norma, los planos y las especificaciones técnicas.

1.2.3.3 El Constructor llevará el control del Cuaderno de Obra, en el cual registrará las ocurrencias técnicas. En lo correspondiente a los elementos de concreto armado, los registros deben incluir como mínimo:

- a) Calidad y dosificación de los materiales del concreto y la resistencia del concreto.
- b) Colocación y remoción de encofrado y apuntalamientos.
- c) Ubicación de las juntas de llenado.
- d) Mezclado, ubicación de las tandas de concreto en la estructura y procedimientos de colocación y curado del concreto.
- e) Secuencia de montaje y conexión de elementos prefabricados.
- f) Tensado de los tendones del preesforzado.
- g) Cualquier carga de construcción significativa aplicada sobre pisos, muros u otros elementos terminados.
- h) Cuando la temperatura ambiente sea menor que 5° C o mayor que 35° C, debe llevarse un registro de las temperaturas del concreto y de la protección dada al concreto durante su colocación y curado. La temperatura ambiente es aquella a la cual está expuesto directamente el concreto.

1.2.4 Supervisión

1.2.4.1 La Supervisión será seleccionada por el propietario para representarlo ante el Constructor.

1.2.4.2 La Supervisión tendrá el derecho y la obligación de hacer cumplir la presente Norma, los planos y las especificaciones técnicas.

1.2.4.3 El Constructor proporcionará a la supervisión todas las facilidades que requiera en la obra para el cumplimiento de sus obligaciones.

1.3 SISTEMAS NO CONVENCIONALES

1.3.1 Los promotores de cualquier sistema de construcción dentro del alcance de esta Norma, cuya idoneidad ha sido demostrada por el éxito en su empleo o por medio de análisis o ensayos, pero que no cumple con las disposiciones de esta Norma o no esté explícitamente tratado en ella, deberán presentar los estudios en los que se basa su diseño a SENCICO, el cual luego de la evaluación pertinente, propondrá al Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento su aprobación.

1.4 NORMAS DE MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS CITADOS

Las Normas Técnicas Peruanas (NTP), las normas de la *American Society for Testing and Materials* – ASTM y las normas de la *American Welding Society* – AWS, citadas en los diversos capítulos, se consideran parte de esta Norma.

CAPÍTULO 2 NOTACIÓN Y DEFINICIONES

2.1 NOTACIÓN

Los términos en esta lista se utilizan en esta Norma.

a	=	profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, mm.
av	=	luz de cortante, igual a la distancia del centro de una carga concentrada a la cara del apoyo para elementos continuos o en voladizo, o al centro del apoyo para elementos simplemente apoyados, mm.
Ab	=	área de una barra o alambre individual, mm ² .
Ac	=	área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante, mm ² .
Ach	=	área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal, mm ² .
Acp	=	área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto, mm ² .
Act	=	área de aquella parte de la sección transversal comprendida entre la cara en tracción por flexión y el centro de gravedad de la sección bruta, mm ² .
Acv	=	área de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada, mm ² .
Acw	=	área de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada de un segmento vertical individual de un muro, segmento horizontal de un muro o viga de acople, en la dirección de la fuerza cortante, mm ² .
Af	=	área del acero de refuerzo en una ménsula o cartela que resiste el momento amplificado, mm ² .
Ag	=	área bruta de la sección, mm ² . Para una sección con vacíos, es el área del concreto solo y no incluye el área de los vacíos.
Ah	=	área total de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo principal de tracción en una ménsula o cartela, mm ² .
Aj	=	área efectiva de la sección transversal dentro de un nudo medida en un plano paralelo al plano del refuerzo que genera cortante en el nudo, mm ² .
Al	=	área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión, mm ² .
Al, \min	=	área mínima de refuerzo longitudinal para resistir torsión, mm ² .
An	=	área de refuerzo en una ménsula o cartela que resiste la fuerza de tracción Nuc , mm ² .
Ao	=	área bruta encerrada por la trayectoria del flujo de cortante, mm ² .
Aoh	=	área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para resistir la torsión, mm ² .
Aps	=	área de acero preesforzado en la zona de tracción por flexión, mm ² .
As	=	área de refuerzo longitudinal no preesforzado en tracción, mm ² .
$A's$	=	área del refuerzo longitudinal en compresión, mm ² .
Asc	=	área de refuerzo principal a tracción en una ménsula o cartela, mm ² .
Ash	=	área total de refuerzo transversal (incluyendo ganchos suplementarios) colocado dentro del espaciamiento s y perpendicular a la dimensión bc , mm ² .
As, \min	=	área mínima de refuerzo de flexión, mm ² .
Ast	=	área total de refuerzo longitudinal no preesforzado (barras o perfiles de acero), mm ² .
Asx	=	área del perfil o tubo estructural de acero en una sección compuesta, mm ² .
At	=	área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión con un espaciamiento s , mm ² .
Atr	=	área total de todo el refuerzo transversal dentro de un espaciamiento s que cruza el plano potencial de hendimiento a través del refuerzo que está siendo desarrollado, mm ² .
Av	=	área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s , mm ² .

A_{vd}	=	área total de refuerzo en cada grupo de barras diagonales en una viga de acoplamiento con refuerzo en diagonal, mm ² .
A_{vf}	=	área de refuerzo de cortante por fricción, mm ² .
A_{vh}	=	área del refuerzo de cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión con un espaciamiento S_2 , mm ² .
$A_{v,min}$	=	área mínima de refuerzo para cortante con un espaciamiento s , mm ² .
A_1	=	área cargada, mm ² .
A_2	=	el área de la base inferior del tronco mayor de la pirámide, cono o cuña ahusada, contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tenga por base superior el área cargada y pendientes laterales de 1 vertical por 2 horizontal, mm ² .
b	=	ancho de la cara en compresión del elemento, mm.
bc	=	dimensión transversal del núcleo de la columna medida al exterior de las ramas exteriores del refuerzo transversal con área, A_{sh} , mm.
bo	=	perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas, mm.
bt	=	ancho de la parte de la sección transversal que contiene los estribos cerrados que resisten la torsión, mm.
bv	=	ancho de la sección transversal en la superficie de contacto que se investiga por cortante horizontal, mm.
bw	=	ancho del alma o diámetro de la sección circular, mm.
b_1	=	dimensión de la sección crítica bo medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm.
b_2	=	dimensión de la sección crítica bo medida en dirección perpendicular a b_1 , mm.
B_n	=	resistencia nominal al aplastamiento.
B_u	=	carga amplificada de aplastamiento.
c	=	distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro, mm.
cb	=	la menor de la distancia medida del centro de una barra o alambre a la superficie más cercana del concreto o la mitad de la separación centro a centro de las barras o alambres que se desarrollan, mm.
C_c	=	recubrimiento libre del refuerzo, mm.
c_1	=	dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, de un capitel o de una ménsula, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm.
c_2	=	dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, de un capitel o de una ménsula, medida en la dirección perpendicular a c_1 , mm.
C	=	constante de la sección transversal para definir propiedades a la torsión de losas y vigas.
CE	=	cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales, o momentos y fuerzas internas correspondientes.
CL	=	cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables, o momentos y fuerzas internas correspondientes.
C_m	=	factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momento uniforme.
CM	=	cargas muertas, o momentos y fuerzas internas correspondientes.
CS	=	efectos de carga producidos por el sismo o momentos y fuerzas internas correspondientes.
CT	=	efectos acumulados de variación de temperatura, flujo plástico, retracción, asentamiento diferencial, y retracción del concreto de retracción compensada.
CV	=	cargas vivas, o momentos y fuerzas internas correspondientes.
CV_i	=	carga por viento, o momentos y fuerzas internas correspondientes.
d	=	distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, mm.
d'	=	distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión, mm.
db	=	diámetro nominal de una barra, alambre o torón de preesforzado, mm.

dp	=	distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero preesforzado, mm.
e	=	base de los logaritmos neperianos.
E_c	=	módulo de elasticidad del concreto, MPa.
E_{cb}	=	módulo de elasticidad del concreto de la viga, MPa.
E_{cs}	=	módulo de elasticidad del concreto de la losa, MPa.
EI	=	rigidez a la flexión de una sección, N-mm ² .
E_p	=	módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo, MPa.
E_s	=	módulo de elasticidad del refuerzo y del acero estructural, MPa.
$f'c$	=	resistencia especificada a la compresión del concreto, MPa.
$f'ci$	=	resistencia especificada a la compresión del concreto al momento del preesforzado inicial, MPa.
$f'cr$	=	resistencia promedio a la compresión requerida del concreto, empleada como base para la dosificación del concreto, MPa.
fct	=	resistencia promedio a la tracción por hendimiento (compresión diametral) del concreto liviano, MPa.
fpc	=	esfuerzo de compresión en el concreto (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está localizado dentro del ala, MPa. En un elemento compuesto, fpc es el esfuerzo de compresión resultante en el centroide de la sección compuesta, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide se encuentra dentro del ala, debido tanto al preesforzado como a los momentos resistidos por el elemento prefabricado actuando individualmente.
fpe	=	esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a las fuerzas efectivas del preesforzado (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción han sido producidos por la cargas aplicadas externamente, MPa.
fps	=	esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión, MPa.
fpu	=	resistencia especificada a la tracción del acero de preesforzado, MPa.
fpy	=	resistencia especificada a la fluencia del acero de preesforzado, MPa.
fr	=	módulo de ruptura del concreto, MPa.
fs	=	esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio, MPa.
fse	=	esfuerzo efectivo en el acero de preesfuerzo (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado), MPa.
ft	=	esfuerzo por tracción en la fibra extrema en la zona de tracción precomprimida, calculado para las cargas de servicio usando las propiedades de la sección bruta, MPa.
fy	=	resistencia especificada a la fluencia del refuerzo, MPa.
fyt	=	resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal, MPa.
h	=	espesor total o altura de un elemento, mm.
hm	=	altura total de un muro medida desde la base hasta la parte superior o altura del segmento de muro considerado, mm.
hx	=	espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna, mm.
I	=	momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide, mm ⁴ .
Ib	=	momento de inercia de la sección bruta de una viga con respecto al eje que pasa por el centroide, mm ⁴ .
Icr	=	momento de inercia de la sección fisurada transformada a concreto, mm ⁴ .
Ie	=	momento de inercia efectivo para el cálculo de las deflexiones, mm ⁴ .

I_g	=	momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo, mm ⁴ .
I_s	=	Momento de inercia de la sección bruta de una losa con respecto al eje que pasa por el centroide definido para el cálculo de α_f y β_t mm ⁴ .
I_{se}	=	momento de inercia del refuerzo con respecto al eje que pasa por el centroide de la sección transversal del elemento, mm ⁴ .
I_{sx}	=	momento de inercia de un perfil o tubo de acero estructural, con respecto al eje que pasa por el centroide de la sección transversal del elemento compuesto, mm ⁴ .
k	=	factor de longitud efectiva para elementos en compresión.
K	=	coeficiente de fricción por desviación accidental, por metro de tendón de preesforzado.
K_{tr}	=	índice de refuerzo transversal.
ℓ	=	luz de la viga o losa en una dirección; proyección libre del voladizo, mm.
ℓ_a	=	longitud de anclaje adicional más allá del centro del apoyo o punto de inflexión, mm.
ℓ_c	=	longitud del elemento en compresión en un pórtico, medida centro a centro de los nudos del pórtico, mm.
ℓ_d	=	longitud de desarrollo en tracción para barras corrugadas, alambres corrugados, refuerzo electrosoldado de alambre liso o corrugado o torones de preesfuerzo, mm.
ℓ_{dc}	=	longitud de desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en compresión, mm.
ℓ_{dg}	=	longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas o alambres corrugados con un gancho estándar, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho (longitud recta embebida en el concreto entre la sección crítica y el inicio del gancho - punto de tangencia - más el radio interno del doblez y un diámetro de barra), mm.
ℓ_m	=	longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de cortante, mm.
ℓ_n	=	luz libre medida entre caras de los apoyos, mm.
ℓ_o	=	longitud, medida desde la cara del nudo a lo largo del eje del elemento estructural, dentro de la cual debe colocarse refuerzo transversal especial, mm.
ℓ_{px}	=	distancia, en un elemento de acero de preesfuerzo, desde el extremo del gato al punto bajo consideración, m.
ℓ_t	=	luz del elemento sometido a la prueba de carga (tomada como la luz menor en sistemas de losas en dos direcciones), mm. La luz es la menor entre la distancia entre los centros de los apoyos, y la distancia libre entre los apoyos más el espesor h del elemento. La luz de un voladizo debe tomarse como el doble de la distancia entre la cara del apoyo y el extremo del voladizo, mm.
ℓ_u	=	longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión, mm.
ℓ_1	=	luz en la dirección en que se determinan los momentos, medida centro a centro de los apoyos, mm.
ℓ_2	=	luz medida en la dirección perpendicular a ℓ_1 , medida centro a centro de los apoyos, mm.
M	=	máximo momento no amplificado debido a cargas de servicio, incluyendo los efectos P - Δ , N.mm.
M_a	=	momento máximo no amplificado presente en el elemento en la etapa para la que se calcula la deflexión, N.mm.
M_c	=	momento amplificado por los efectos de curvatura del elemento para usarse en el diseño de un elemento en compresión, N.mm.
M_{cr}	=	momento de fisuración, N.mm.
M_{cre}	=	momento que produce la fisuración por flexión en la sección debido a cargas aplicadas externamente, N.mm.

M_m	=	momento amplificado modificado para tener en cuenta el efecto de compresión axial, N.mm.
M_{max}	=	máximo momento amplificado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, N.mm.
M_n	=	resistencia nominal a flexión en la sección, N.mm.
M_{nb}	=	resistencia nominal a flexión de la viga, incluyendo el efecto de la losa cuando está en tracción, que llega a un nudo, N.mm.
M_{nc}	=	resistencia nominal a flexión de la columna que llega a un nudo, calculada para la carga axial amplificada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulta en la menor resistencia a flexión, N.mm.
M_o	=	momento estático total amplificado, N.mm.
M_{pr}	=	resistencia probable a la flexión de los elementos, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de f_y y un factor de reducción de la resistencia ϕ de 1,0, N.mm.
M_s	=	momento amplificado debido a cargas que producen un desplazamiento lateral apreciable, N.mm.
M_u	=	momento amplificado en la sección, N.mm.
M_1	=	el menor momento amplificado de uno de los extremos de un elemento en compresión, debe tomarse como positivo si el elemento presenta curvatura simple y negativo si tiene curvatura doble, N.mm.
M_{1ns}	=	momento amplificado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_1 y que se debe a cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N.mm.
M_{1s}	=	momento amplificado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_1 y que se debe a cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N.mm.
M_2	=	el mayor momento amplificado de uno de los extremos de un elemento en compresión, siempre positivo, N.mm.
$M_{2,min}$	=	valor mínimo de M_2 , N.mm.
M_{2ns}	=	momento amplificado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_2 y que se debe a cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N.mm.
M_{2s}	=	momento amplificado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_2 y que se debe a cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N.mm.
n	=	número de unidades, tales como ensayos de resistencia, barras, alambres, dispositivos de anclaje para torones individuales o anclajes.
N_c	=	fuerza de tracción en el concreto debida a la carga muerta más la carga viva no amplificadas, N.
N_u	=	carga axial amplificada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u o T_u ; debe tomarse como positiva para compresión y como negativa para tracción, N.
N_{uc}	=	fuerza horizontal de tracción amplificada que actúa simultáneamente con V_u en la parte superior de una ménsula o cartela, debe ser tomada como positiva para la tracción, N.
P_{cp}	=	perímetro exterior de la sección transversal de concreto, mm.
P_h	=	perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado dispuesto para torsión, mm.
P_b	=	resistencia axial nominal en condiciones de deformación unitaria balanceada, N.
P_c	=	carga crítica a pandeo, N.
P_n	=	resistencia axial nominal de la sección transversal, N.
$P_{n,max}$	=	máximo valor permitido de P_n , N.
P_o	=	resistencia axial nominal para una excentricidad igual a cero, N.
P_{pj}	=	fuerza de preesforzado en el extremo del gato, N.

P_{pu}	=	fuerza amplificada de preesforzado en el dispositivo de anclaje, N.
P_{px}	=	fuerza de preesforzado evaluada a una distancia ℓ_{px} del extremo del gato, N.
P_u	=	fuerza axial amplificada; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción, N.
q_{Du}	=	carga muerta amplificada por unidad de área.
q_{Lu}	=	carga viva amplificada por unidad de área.
q_u	=	carga amplificada por unidad de área.
Q	=	índice de estabilidad de un piso.
r	=	radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión, mm.
s	=	espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, tendones de preesfuerzo, alambres, o anclajes, mm.
s_o	=	espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud ℓ_o , mm.
S_s	=	desviación estándar de la muestra, MPa.
S_2	=	espaciamiento centro a centro del refuerzo longitudinal de cortante o torsión, mm.
Sm	=	módulo elástico de la sección, mm ³ .
t	=	espesor de una pared de una sección con vacíos, mm.
T_{cr}	=	momento torsor de agrietamiento, N.mm.
T_n	=	resistencia nominal a torsión, N.mm.
T_{th}	=	umbral de torsión, N.mm.
T_u	=	torsión amplificada en la sección, N.mm.
U	=	resistencia requerida para resistir las cargas amplificadas o momentos y fuerzas internas correspondientes.
vn	=	esfuerzo resistente nominal de cortante, MPa.
V_c	=	resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, N.
V_{ci}	=	resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto cuando se produce la fisuración diagonal como resultado de la combinación de cortante y momento, N.
V_{cw}	=	resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto cuando se produce la fisuración diagonal como resultado de esfuerzos principales de tracción altos en el alma, N.
V_d	=	fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no amplificada, N.
V_i	=	fuerza cortante amplificada en la sección, debido a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con M_{max} , N.
V_n	=	resistencia nominal a cortante, N.
V_{nh}	=	resistencia nominal a cortante horizontal, N.
V_p	=	componente vertical de la fuerza efectiva de preesforzado en una sección, N.
V_s	=	resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, N.
V_u	=	fuerza cortante amplificada en la sección, N.
w_c	=	peso unitario del concreto, kg/m ³ .
w	=	carga amplificada por unidad de longitud de viga, o losa en una dirección.
x	=	menor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal, mm.
y	=	mayor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal, mm.
Y_t	=	distancia desde el eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción sin considerar el refuerzo, mm.
α	=	ángulo que define la orientación del refuerzo.
α_f	=	relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga.
α_fm	=	valor promedio de α_f para todas las vigas en los bordes de un panel.

$\alpha f 1$	=	valor de αf en la dirección de $\ell 1$.
$\alpha f 2$	=	valor de αf en la dirección de $\ell 2$.
$\alpha p x$	=	cambio angular total de la trayectoria del tendón desde el extremo del gato hasta cualquier punto bajo consideración, radianes.
αs	=	constante usada para calcular V_c en losas y zapatas.
β	=	relación de la dimensión larga a corta de las luces libres para losas en dos direcciones, de los lados de una columna; del área de carga concentrada o de reacción o de los lados de una zapata.
βd	=	relación utilizada para calcular los momentos magnificados en columnas debidos a las cargas permanentes.
βp	=	factor usado para calcular V_c en losas preesforzadas.
βt	=	relación entre la rigidez a torsión de la sección de la viga de borde y la rigidez a flexión de una franja de losa cuyo ancho es igual a la longitud de la luz de la viga medida centro a centro de los apoyos.
$\beta 1$	=	factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.
γf	=	factor utilizado para determinar el momento no balanceado transmitido por flexión en las conexiones losa-columna.
γs	=	factor utilizado para determinar la porción del refuerzo que se debe localizar en la banda central de una zapata.
$\delta n s$	=	factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados contra desplazamiento lateral, refleja los efectos de la curvatura entre los extremos del elemento en compresión.
δs	=	factor de amplificación del momento en pórticos no arriostrados contra desplazamiento lateral, refleja el desplazamiento lateral causado por las cargas gravitacionales y laterales.
δu	=	desplazamiento de diseño, mm.
Δo	=	desplazamiento lateral relativo (deriva) medido entre la parte superior e inferior de un piso debida a las fuerzas laterales, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, mm.
λ	=	factor de modificación relacionado con la densidad del concreto.
$\lambda \Delta$	=	factor para deflexiones adicionales debidas a efectos de largo plazo.
μ	=	coeficiente de fricción.
μp	=	coeficiente de fricción por curvatura en postensado.
ξ	=	factor que depende del tiempo para cargas sostenidas.
ρ	=	cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área bd .
ρ'	=	cuantía del refuerzo $A's$ evaluada sobre el área bd .
ρb	=	cuantía de refuerzo A_s evaluada sobre el área bd que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria.
ρ^ℓ	=	relación entre el área de refuerzo longitudinal distribuido al área bruta de concreto perpendicular a este refuerzo.
ρp	=	cuantía de refuerzo A_{ps} evaluada sobre el área bdp .
ρs	=	relación entre el volumen de refuerzo en espiral y el volumen total del núcleo confinado por la espiral (medido hasta el diámetro exterior de la espiral).
ρt	=	cuantía del área de refuerzo transversal distribuido al área bruta de concreto de una sección perpendicular a este refuerzo.
ρv	=	relación entre el área de estribos y el área de la superficie de contacto.
ρw	=	cuantía del área de refuerzo A_s evaluada sobre el área bwd .
ϕ	=	factor de reducción de resistencia.
Ψe	=	factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el tratamiento superficial del refuerzo.

Ψ_s	=	factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el tamaño del refuerzo.
Ψ_t	=	factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en la localización del refuerzo.
ω	=	índice del refuerzo a tracción.
ω'	=	índice del refuerzo a compresión.

2.2 DEFINICIONES

A continuación se definen los términos de uso general en esta Norma.

Ábaco — Engrosamiento de la losa en su apoyo sobre la columna usado para reducir la cantidad de refuerzo negativo sobre la columna o el espesor mínimo requerido para una losa y para aumentar la resistencia a cortante de la losa.

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

Acero extremo en tracción — Refuerzo (preesforzado o no preesforzado) más alejado de la fibra extrema en compresión.

Aditivo — Material distinto del agua, de los agregados o del cemento hidráulico, utilizado como componente del concreto, y que se añade a éste antes o durante su mezclado a fin de modificar sus propiedades.

Aditivo acelerante — Sustancia que al ser añadida el concreto, mortero o lechada, acorta el tiempo de fraguado, incrementando la velocidad de desarrollo inicial de resistencia.

Aditivo incorporador de aire — Es el aditivo cuyo propósito es incorporar aire en forma de burbujas esferoidales uniformemente distribuidas en la mezcla, con la finalidad principal de hacerlo resistente a las heladas.

Aditivo retardador — Aditivo que prolonga el tiempo de fraguado.

Agregado — Material granular, de origen natural o artificial, como arena, grava, piedra triturada y escoria de hierro de alto horno, empleado con un medio cementante para formar concreto o mortero.

Agregado denominado Hormigón — Material compuesto de grava y arena empleado en su forma natural de extracción.

Agregado Fino — Agregado proveniente de la desintegración natural o artificial, que pasa el tamiz 9,5 mm (3/8").

Agregado Grueso — Agregado retenido en el tamiz 4,75 mm (Nº 4), proveniente de la desintegración natural o mecánica de las rocas.

Agregado liviano — Agregado con una densidad cuando está seco y suelto de 1100 kg/m³ o menos.

Arena — Agregado fino, proveniente de la desintegración natural de las rocas.

Capitel — Ensanche de la parte superior de la columna de concreto ubicado directamente bajo la losa o ábaco y construido monolíticamente con la columna.

Carga de servicio — La carga (sin amplificar) especificada en la Norma NTE. E.020 Cargas, del Reglamento Nacional de Edificaciones del cual esta Norma forma parte.

Carga amplificada o 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 esta Norma.

Cemento — Material pulverizado que por adición de una cantidad conveniente de agua forma una pasta aglomerante capaz de endurecer, tanto bajo el agua como en el aire. Quedan excluidas las cales hidráulicas, las cales aéreas y los yesos.

Cemento Portland — Producto obtenido por la pulverización del clinker portland con la adición eventual de sulfato de calcio. Se admite la adición de otros productos que no excedan del 1% en peso del total siempre que la norma correspondiente establezca que su inclusión no afecta las propiedades del cemento resultante. Todos los productos adicionados deberán ser pulverizados conjuntamente con el clinker.

Cemento Portland Puzolánico — Es el cemento Portland que presenta un porcentaje adicionado de puzolana.

Columna — Elemento usado principalmente para resistir carga axial de compresión. También puede resistir flexión, cortante y torsión.

Concreto — Mezcla de cemento Portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.

Concreto estructural — Todo concreto utilizado con propósitos estructurales incluyendo al concreto simple y al concreto reforzado.

Concreto armado o reforzado — Concreto estructural reforzado con no menos de la cantidad mínima de acero, preesforzado o no, especificada en los Capítulos 1 al 21.

Concreto simple — Concreto estructural sin armadura de refuerzo o con menos refuerzo que el mínimo especificado para concreto reforzado.

Concreto estructural liviano — Concreto con agregado liviano que tiene una densidad de equilibrio, determinada por “*Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete*” (ASTM C 567), entre 1450 y 1850 kg/m³. En esta Norma, un concreto liviano sin arena natural se llama “concreto liviano en todos sus componentes” y un concreto liviano en el que todo el agregado fino sea arena de peso normal se llama “concreto liviano con arena de peso normal”.

Concreto de Peso Normal — Es un concreto que tiene un peso aproximado de 2300 Kg/m³.

Concreto Ciclópeo — Es el concreto simple en cuya masa se incorporan piedras grandes.

Concreto de Cascote — Es el constituido por cemento, agregado fino, cascote de ladrillo y agua.

Concreto Premezclado — Es el concreto que se dosifica en planta, que puede ser mezclado en la misma o en camiones mezcladores y que es transportado a obra.

Concreto Preesforzado — Concreto estructural al que se le han introducido esfuerzos internos con el fin de reducir los esfuerzos potenciales de tracción en el concreto causados por las cargas.

Diafragma Estructural — Elemento, como una losa de piso o cubierta, que transmite fuerzas que actúan en el plano del elemento hacia los elementos verticales del sistema de resistencia ante cargas laterales.

Dispositivo de Anclaje — En postensado, el dispositivo usado para transferir la fuerza de postensado desde el acero de preesforzado al concreto.

Ducto de Postensado — Ducto (liso o corrugado) para colocar el acero de preesforzado que se requiere para aplicar el postensado.

Durabilidad — La durabilidad de un concreto se define como su resistencia a la acción del clima, a los ataques químicos, a la abrasión, o cualquier otro proceso de deterioro. Un concreto durable es aquel que mantiene su forma original, su calidad y sus propiedades al estar expuesto al medio ambiente.

Elementos compuestos de concreto sometidos a flexión — Elementos conformados por dos o más partes interconectadas de tal manera que responden a las cargas como una unidad. Estas partes pueden ser prefabricadas o construidas en obra, en etapas separadas.

Envoltura para tendones de preesfuerzo no adheridos (Sheating) — Material que encapsula el acero de preesforzado para impedir la adherencia del acero de preesforzado al concreto que lo rodea, para proporcionar protección contra la corrosión y para contener la envoltura inhibidora de la corrosión.

Estribo — Refuerzo colocado perpendicularmente o en ángulo con respecto al refuerzo longitudinal, empleado para resistir esfuerzos de cortante y de torsión en un elemento estructural. Los estribos también cumplen función de control del pandeo de las barras longitudinales y de confinamiento al concreto.

Fricción por curvatura — Fricción que resulta de los dobleces o la curvatura del trazado especificado de los tendones de preesforzado.

Fricción por desviación involuntaria — En concreto preesforzado, la fricción provocada por una desviación no intencional del ducto de preesforzado de su perfil especificado.

Fuerza de tensado del gato — En concreto preesforzado, la fuerza que temporalmente ejerce el dispositivo que se utiliza para tensar el acero de preesforzado.

Grava — Agregado grueso, proveniente de la desintegración natural de los materiales pétreos. Se encuentra comúnmente en canteras y lechos de ríos, depositado en forma natural.

Integridad Estructural — Capacidad de una estructura para redistribuir los esfuerzos y mantener la estabilidad a través de la resistencia, redundancia, ductilidad y detallado del refuerzo cuando se produce un daño localizado u ocurren sobreesfuerzos importantes.

Junta de contracción — Muesca moldeada, aserrada o labrada en una estructura de concreto para crear un plano de debilidad y regular la ubicación del agrietamiento resultante de las variaciones dimensionales de las diferentes partes de la estructura.

Junta de expansión — Separación entre partes adyacentes de una estructura de concreto, usualmente un plano vertical, en una ubicación definida en el diseño de tal modo que interfiera al mínimo con el comportamiento de la estructura, y al mismo tiempo permita movimientos relativos en tres direcciones y evite la formación de fisuras en otro lugar del concreto y a través de la cual se interrumpe parte o todo el refuerzo adherido.

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

Longitud de desarrollo — Longitud embebida del refuerzo, incluyendo torones de preesforzado, en el concreto que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.

Longitud de transferencia — Longitud embebida del torón de preesforzado en el concreto que se requiere para transferir el preesfuerzo efectivo al concreto.

Losa — Elemento estructural de espesor reducido respecto de sus otras dimensiones usado como techo o piso, generalmente horizontal y armado en una o dos direcciones según el tipo de apoyo existente en su contorno. Usado también como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo.

Materiales Cementantes — Materiales que tienen propiedades cementantes por sí mismos al ser utilizados en el concreto, tales como el cemento Portland, los cementos hidráulicos adicionados y los cementos expansivos, o dichos materiales combinados con cenizas volantes, otras puzolanas crudas o calcinadas, microsílice, y escoria granulada de alto horno o ambos.

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

Muro Estructural — Muro diseñado para resistir combinaciones de fuerzas cortantes, momentos y fuerzas axiales inducidas por cargas laterales. Un muro de corte o placa es un muro estructural.

Mortero de Cemento — Es la mezcla constituida por cemento, agregados predominantemente finos y agua.

Pasta de Cemento — Es una mezcla de cemento y agua.

Pedestal — Elemento vertical diseñado principalmente para soportar cargas axiales en compresión que tiene una relación entre la altura sin apoyo y el promedio de la menor dimensión lateral no mayor a 3.

Peralte efectivo o Altura útil de la sección (d) — La distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal sometido a tracción.

Piedra Triturada o Chancada — Agregado grueso, obtenido por trituración artificial de rocas o gravas.

Pórtico resistente a momentos — Pórtico en el cual los elementos y los nudos resisten las cargas a través de flexión, cortante y fuerza axial.

Postensado — Método de preesforzado en el cual el acero de preesforzado se tensa después que el concreto ha endurecido.

Preesforzado efectivo — Esfuerzo en el acero de preesforzado después que han ocurrido todas las pérdidas.

Pretensado — Método en el cual el acero de preesforzado se tensa antes de la colocación del concreto.

Puntales — Elementos de apoyo verticales o inclinados diseñados para soportar el peso del encofrado, del concreto y de las cargas de construcción sobre ellos.

Puntales de reapuntamiento — Puntales colocados ajustadamente bajo una losa de concreto u otro elemento estructural después que el encofrado y los puntales originales han sido retirados de un área significativa, permitiendo así que la nueva losa o elemento estructural se deforme y soporte su propio peso y las cargas de construcción existentes antes de la instalación de los puntales de reapuntamiento.

Refuerzo — Material que cumple con lo especificado en 3.5, excluyendo el acero de preesforzado, a menos que se incluya en forma explícita.

Refuerzo corrugado — Barras de refuerzo corrugado, mallas de barras, alambre corrugado o refuerzo electrosoldado de alambre, que cumplan con 3.5.3.

Refuerzo electrosoldado de alambre — Elementos de refuerzo compuestos por alambres lisos o corrugados, fabricados en forma de mallas.

Refuerzo en espiral — Refuerzo continuo enrollado en forma de hélice cilíndrica.

Refuerzo liso — Refuerzo que no cumple con la definición de refuerzo corrugado.

Resistencia a la fluencia — Resistencia a la fluencia mínima especificada o punto de fluencia del refuerzo. La resistencia a la fluencia o el punto de fluencia deben determinarse en tracción, de acuerdo con las Normas Técnicas Peruanas (NTP) aplicables, con las modificaciones de 3.5 de esta Norma.

Resistencia a la tracción por hendimiento o compresión diametral (f_{ct}) (Splitting tensile strength) — Resistencia a la tracción del concreto determinada de acuerdo con ASTM C 496M, tal como se describe en “Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete” (ASTM C 330).

Resistencia de diseño — Resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ que corresponda.

Resistencia especificada a la compresión del concreto (f'_c) — Resistencia a la compresión del concreto empleada en el diseño y evaluada de acuerdo con las consideraciones del Capítulo 5, expresada en MPa. Cuando dicha cantidad esté bajo un signo radical, se quiere indicar sólo la raíz cuadrada del valor numérico, por lo que el resultado está en MPa.

Resistencia Nominal — Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de esta Norma, antes de aplicar el factor de reducción de resistencia.

Resistencia Requerida — Resistencia que un elemento o una sección transversal debe tener para resistir las cargas amplificadas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas según lo estipulado en esta Norma.

Tendón — En aplicaciones de preesforzado, el tendón es el acero preesforzado. En las aplicaciones de postensado, el tendón es el conjunto completo consistente en anclajes, acero preesforzado y ductos para aplicaciones no adheridas o ductos inyectados con mortero para aplicaciones adheridas.

Tendón de Preesfuerzo Adherido — Tendón en el que el acero de preesforzado está adherido al concreto ya sea directamente o con mortero de inyección.

Tendón de Preesfuerzo no Adherido — Tendón en el que se impide que el acero de preesforzado se adhiera al concreto y queda libre para moverse con respecto al concreto. La fuerza de preesforzado se transmite en forma permanente al concreto solamente en los extremos del tendón a través de los anclajes.

Transferencia — Operación de transferir los esfuerzos del acero de preesforzado desde los gatos o del banco de tensado al elemento de concreto.

Viga — Elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión y cortante.

Zona de Anclaje — En elementos postensados, la porción del elemento en la cual la distribución de esfuerzos normales se ve afectada por la concentración de esfuerzos producida por el anclaje. Su extensión es igual a la longitud de la mayor dimensión de la sección transversal del elemento. En anclajes localizados lejos del extremo de un elemento, la zona de anclaje incluye la zona perturbada delante y detrás del dispositivo de anclaje.

Zona de Tracción Precomprimida — Porción de un elemento preesforzado donde ocurriría tracción producida por flexión si la fuerza de preesfuerzo no estuviera presente, calculada usando las propiedades de la sección bruta.

CAPÍTULO 3 MATERIALES

3.1 ENSAYOS DE MATERIALES

- 3.1.1** La Supervisión o la autoridad competente podrá ordenar, en cualquier etapa de ejecución del proyecto, el ensayo de cualquier material empleado en las obras de concreto, con el fin de determinar si corresponde a la calidad especificada.
- 3.1.2** El muestreo y los ensayos de materiales y del concreto deben hacerse de acuerdo con las Normas Técnicas Peruanas - NTP correspondientes o las Normas ASTM si no hubiera una Norma Técnica Peruana.
- 3.1.3** En el presente texto se citan las Normas Técnicas Peruanas – NTP y ASTM aplicables, en su última versión a la fecha como referencia, sin embargo, podrán emplearse las versiones revisadas o actualizadas futuras, en la medida que sean emitidas.

3.2 CEMENTOS

- 3.2.1** El cemento debe cumplir con los requisitos de las NTP:
- 334.009:2016 (Cemento Portland. Requisitos).
 - 334.082:2016 (Cemento Portland. Requisitos de desempeño).
 - 334.090:2016 (Cemento Portland adicionados. Requisitos).
- 3.2.2** El cemento empleado en la obra debe corresponder al que se ha tomado como base para la selección de la dosificación del concreto.

3.3 AGREGADOS

- 3.3.1** Los agregados para concreto deben cumplir con la NTP 400.037:2018 (Agregados para concreto. Requisitos).
- Los agregados que no cumplan con los requisitos indicados la NTP 400.037:2018, podrán ser utilizados siempre que el Constructor demuestre, a través de ensayos y por experiencias de obra, que producen concretos con la resistencia y durabilidad requeridas.
- La evaluación de la reactividad potencial álcali-sílice y las recomendaciones aplicables se efectuarán en conformidad con la NTP 239.700:2017 (Lineamientos para reducir el riesgo de reacción nociva del álcali-agregado en el concreto).
- 3.3.2** El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a ninguna de:
- a) 1/5 de la menor separación entre los lados del encofrado.
 - b) 1/3 de la altura de la losa, de ser el caso.
 - c) 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.
- Estas limitaciones se pueden omitir si se demuestra que la trabajabilidad y los métodos de compactación son tales que el concreto se puede colocar sin la formación de vacíos o “cangrejeras”.
- 3.3.3** Los agregados que no cuenten con un registro o aquellos provenientes de canteras explotadas directamente por el Contratista, podrán ser aprobados por la Supervisión si cumplen con los ensayos normalizados establecidos en la NTP 400.037:2018. Este procedimiento no invalida los ensayos de control de lotes de agregados en obra.
- 3.3.4** Los agregados fino y grueso deberán ser manejados como materiales independientes. Cada una de ellos deberá ser procesado, transportado, manipulado, almacenado y pesado de manera tal que la pérdida de finos sea mínima, que mantengan su uniformidad, que no se produzca contaminación por sustancias extrañas y que no se presente rotura o segregación importante en ellos.
- 3.3.5** Los agregados a ser empleados en concretos que vayan a estar sometidos a procesos de congelación y deshielo y no cumplan con el acápite 7.1 de la NTP 400.037:2018 podrán ser utilizados si un concreto de propiedades comparables, preparado con agregado del mismo origen, ha demostrado un comportamiento satisfactorio cuando estuvo sometido a condiciones de intemperismo similares a las que se esperan. La prueba de intemperismo no deberá exigirse en proyectos a ejecutarse en zona costera o zona de selva por estar exentas de ciclos de congelamiento y deshielo.

- 3.3.6** El agregado fino podrá consistir de arena natural o manufacturada, o una combinación de ambas. Sus partículas serán limpias, de perfiles preferentemente angulares, duros, compactos y resistentes. Deberá estar libre de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias dañinas.
- 3.3.7** El agregado grueso podrá consistir de grava natural (piedra zarandeada) o triturada (piedra chancada) o una combinación de ambas y deberá estar libre de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias dañinas. En el agregado triturado las partículas serán limpias, de perfil preferentemente angular o semi-angular, duras, compactas, resistentes y de textura preferentemente rugosa. En el agregado natural las partículas serán limpias, duras, compactas, resistentes, pudiendo ser redondeadas y de textura lisa.
- 3.3.8** La granulometría seleccionada para el agregado deberá permitir obtener la máxima densidad del concreto con una adecuada trabajabilidad en función de las condiciones de colocación de la mezcla.
El parámetro numérico de control de la granulometría tanto para el agregado fino como el grueso o la combinación de ambos será el Módulo de Fineza. Se admite una tolerancia de ± 0.2 en el Módulo de Fineza sin necesidad de requerir ajustes en la granulometría o en la mezcla de concreto.
- 3.3.9** El lavado de los agregados se deberá hacer con agua potable o agua libre de materia orgánica, sales y sólidos en suspensión.
- 3.3.10** El agregado denominado "hormigón" corresponde a una mezcla natural de grava y arena. El "hormigón" sólo podrá emplearse en la elaboración de concretos con resistencia en compresión no mayor de 10 MPa a los 28 días. El contenido mínimo de cemento será de 255 Kg/m³. El hormigón deberá estar libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas blandas o escamosas, sales, álcalis, materia orgánica y otras sustancias dañinas para el concreto. En lo que sea aplicable, se seguirán para el hormigón las recomendaciones indicadas para los agregados fino y grueso.
- 3.4 AGUA**
- 3.4.1** El agua empleada en la preparación y curado del concreto deberá ser de preferencia potable. Debe cumplir con los requisitos de la NTP 339.088:2014 (Agua de mezcla utilizada en la producción de concreto de cemento Portland. Requisitos).
- 3.4.2** Se podrán utilizar aguas no potables sólo si se cumplen los requisitos de la NTP 339.088:2014 y se demuestra que:
- Están limpias y libres de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica y otras sustancias que puedan ser dañinas al concreto, acero de refuerzo o elementos embebidos.
 - La selección de las proporciones de la mezcla de concreto se basa en ensayos en los que se ha utilizado agua de la fuente elegida.
- 3.4.3** Las sales u otras sustancias nocivas presentes en los agregados y/o aditivos deberán sumarse a las que pueda aportar el agua de mezclado para evaluar el contenido total de sustancias inconvenientes.
- 3.4.4** La suma de los contenidos de ión cloruro presentes en el agua y en los demás componentes de la mezcla (agregados y aditivos) no deberán exceder los valores indicados en la Tabla 4.3.1 del Capítulo 4.
- 3.4.5** El agua de mar sólo podrá emplearse en la preparación del concreto si se cuenta con la autorización del Ingeniero Proyectista y de la Supervisión. No se utilizará en los siguientes casos:
- Concreto armado y preesforzado.
 - Concretos con resistencias mayores de 17 MPa a los 28 días.
 - Concretos con elementos embebidos de fierro galvanizado o aluminio.
 - Concretos con un acabado superficial de importancia.
- 3.4.6** No se utilizará en el curado del concreto ni en el lavado del equipo, aquellas aguas que no cumplan con los requisitos de 3.4.1.
- 3.4.7** El agua de mezclado para concreto preesforzado o para concreto que contenga elementos de aluminio embebidos, incluyendo la parte del agua de mezclado con la que contribuye la

humedad libre de los agregados, no debe contener cantidades perjudiciales de iones de cloruros. Véase la Tabla 4.3.1.

3.5 ACERO DE REFUERZO

3.5.1 El refuerzo debe ser corrugado, excepto en los casos indicados en 3.5.4. Se puede utilizar refuerzo consistente en perfiles de acero estructural o en tubos y elementos tubulares de acero de acuerdo con las limitaciones de esta Norma.

3.5.2 El refuerzo que va a ser soldado así como el procedimiento de soldadura, el cual deberá ser compatible con los requisitos de soldabilidad del acero que se empleará, deberán estar indicados en los planos y especificaciones del proyecto, así como la ubicación y tipo de los empalmes soldados y otras soldaduras requeridas en las barras de refuerzo. La soldadura de barras de refuerzo debe realizarse de acuerdo con "Structural Welding Code – Reinforcing Steel", ANSI/AWS D1.4:2011 de la American Welding Society. Las normas para barras de refuerzo, excepto la NTP 339.186:2018 deben ser complementadas con un informe de las propiedades necesarias del material para cumplir con los requisitos de ANSI/AWS D1.4.

3.5.3 Refuerzo corrugado

3.5.3.1 Las barras de refuerzo corrugado deben cumplir con los requisitos para barras corrugadas de una de las siguientes normas:

- a) NTP 341.031:2018 (Barras. de acero al carbono, corrugadas, para refuerzo de concreto armado. Requisitos).
- b) NTP 339.186:2018 (Barras. de acero de baja aleación, soldables. y corrugadas, para refuerzo de. concreto armado. Requisitos).

3.5.3.2 El esfuerzo de fluencia de las barras y alambres no preesforzados debe determinarse según NTP 350.405:2015, teniendo en cuenta que:

- a) Cuando las barras o alambres, en ensayos a tracción de barras de sección transversal completa, presenten un punto de fluencia bien definido (aumento de la deformación a esfuerzo aproximadamente constante), se utilizará el valor de f_y obtenido de los ensayos, con las limitaciones indicadas en 9.5.
- b) Cuando las barras o alambres, en ensayos a tracción de barras de sección transversal completa, no presenten un punto de fluencia bien definido, se utilizará, con las limitaciones indicadas en 9.5, el menor valor calculado mediante:
 - b1) Fluencia offset (Método de desplazamiento) calculada al 0.2% de deformación unitaria.
 - b2) Para barras con f_y menor de 420 MPa, la resistencia a la fluencia se calculará como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.5% y para barras con un f_y mayor o igual de 420 MPa, la resistencia a la fluencia se calculará como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35%.

3.5.3.3 El alambre corrugado para refuerzo del concreto debe cumplir con la NTP 341.068:2018 (Alambre de acero al carbono, liso y corrugado, y mallas electrosoldadas de alambre para refuerzo de concreto. Requisitos) excepto que el diámetro del alambre no debe ser menor que 5,5 mm ni mayor de 16 mm. Ver 3.5.3.2.

3.5.3.4 Las barras de refuerzo recubiertas con zinc (galvanizadas) deben cumplir con la ASTM A767-19 (Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement).

Las barras de refuerzo con recubrimiento epóxico deben cumplir con la ASTM A775-19 (Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars) o con la ASTM A934-19 (Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars). Las barras que se vayan a galvanizar o a recubrir con epóxico deben cumplir con una de las normas citadas en 3.5.3.1.

3.5.3.5 Las parrillas de refuerzo para el concreto de barras corrugadas soldadas deben cumplir con la NTP 339.233:2019 (Mallas de barras de acero corrugado soldadas para refuerzo de hormigón armado). Las barras de refuerzo utilizadas en las parrillas de refuerzo deben cumplir con 3.5.3.1.

3.5.3.6 Las mallas de refuerzo electrosoldadas de alambre corrugado deben ajustarse a la NTP 339.233:2019 (Mallas de barras de acero corrugado soldadas para refuerzo de hormigón armado). Las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas a más de 400 mm, en el sentido del esfuerzo calculado, excepto para refuerzos de alambre electrosoldado utilizados como estribos.

- 3.5.3.7** Las mallas de refuerzo electrosoldadas de alambre liso deben cumplir con la NTP 341.068:2018. Ver 3.5.3.2. Las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas en más de 300 mm en el sentido del esfuerzo calculado, excepto para refuerzo de alambre electrosoldado utilizado como estribos.
- 3.5.3.8** Los alambres y el refuerzo electrosoldado de alambre recubiertos con epóxico deben cumplir con la ASTM A884-19 (Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Reinforcement). Los alambres que se vayan a recubrir con epóxico deben cumplir con 3.5.3.3.
- 3.5.3.9** Las mallas de refuerzo electrosoldadas de alambre recubiertos de zinc (galvanizados) deben cumplir con la norma ASTM A1060-16b. Los alambres corrugados que se van a recubrir de zinc deben cumplir con 3.5.3.3. Los alambres lisos que se van a recubrir de zinc deben cumplir con la norma NTP 341.068:2018 (Alambre de acero al carbono, liso y corrugado, y mallas electrosoldadas de alambre para refuerzo de concreto. Requisitos). Ver 3.5.3.2. Las mallas de refuerzo corrugado recubiertas de zinc deben tratarse como refuerzo de alambre liso para efectos del desarrollo (anclaje) y empalmes.
- 3.5.3.10** Los pernos con cabeza para refuerzo de cortante y sus ensamblajes deben cumplir con la norma ASTM A1044-16 (Standard Specification for Steel Stud Assemblies for Shear Reinforcement of Concrete studs).
- 3.5.3.11** Las barras corrugadas con cabeza deben cumplir con la norma ASTM A970-18 (Standard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement) incluyendo los requisitos del Anexo A1 para dimensiones de las cabezas Clase HA.
- 3.5.3.12** El acero usado en el refuerzo para concreto compuesto por fibras dispersas de acero debe ser corrugado y cumplir con la norma NTP-ISO 13270:2018 (Fibras de acero para refuerzo de concreto. Definiciones y especificaciones) ASTM A820-16 (Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete). Las fibras de acero deben tener una relación longitud a diámetro no menor a 50 ni mayor a 100.
- 3.5.4 Refuerzo liso**
- 3.5.4.1** Los alambres lisos para refuerzo en espiral deben cumplir con la norma NTP 341.068:2018. Ver 3.5.3.2.
- 3.5.4.2** Las barras y alambres lisos sólo se permiten en los siguientes casos:
- Espirales: como refuerzo transversal para elementos en compresión o en torsión y como refuerzo de confinamiento en empalmes.
 - Acero de preesfuerzo.
 - Refuerzo por cambios volumétricos en losas nervadas que cumplan con 8.12. El diámetro de este refuerzo no deberá ser mayor de 1/4".
- 3.5.5 Acero de preesfuerzo**
- 3.5.5.1** El acero preesforzado debe cumplir con una de las normas siguientes:
- Alambre que cumpla con ASTM A421-15 (Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete).
 - Alambre de baja relajación que cumpla con ASTM A421-15 incluyendo los requisitos suplementarios S1 para alambre de baja relajación y el ensayo de la relajación.
 - Torón que cumpla con ASTM A416-18 (Standard Specification for Low-Relaxation, Seven-Wire Steel Strand for Prestressed Concrete).
 - Barras de alta resistencia que cumplan con ASTM A722-18 (Standard Specification for High-Strength Steel Bar for Prestressed Concrete).
- 3.5.5.2** Los alambres, los torones y las barras que no figuran específicamente en las normas ASTM A421, A416, ó A722, se pueden usar, siempre que se demuestre que cumplen con los requisitos mínimos de estas normas, y que no tienen propiedades que los hagan menos satisfactorios que estos.
- 3.5.6 Acero estructural**
- 3.5.6.1** El acero estructural utilizado junto con barras de refuerzo en elementos compuestos sometidos a compresión que cumpla con los requisitos de 10.13, debe ajustarse a una de las siguientes normas:
- NTP 350.400:2016 (Acero al carbono estructural. Especificaciones químicas y mecánicas).

- b) ASTM A242-13 (2018) (Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel).
- c) NTP 350.407:2016 (Acero estructural de alta resistencia y baja aleación al niobio-vanadio. Especificaciones). ASTM A572-13 (Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel).
- d) ASTM A588-19 (Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel up to 50 ksi, (345 MPa) Minimum Yield Point with Atmospheric Corrosion Resistance).
- e) NTP 241.103:2016 (Perfiles de acero estructural. Requisitos).

3.5.6.2 Para elementos compuestos sometidos a compresión, que estén formados por un tubo de acero relleno de concreto, que cumpla con los requisitos de 10.13.6, el tubo debe cumplir con una de las siguientes normas:

- a) ASTM A53-18 Grado B (Standard Specification for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated Welded and Seamless).
- b) ASTM A500-18 (Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes).
- c) ASTM A501-14 (Standard Specification for Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing).

3.6 ADITIVOS

3.6.1 Los aditivos que se usen en el concreto deben someterse a la aprobación de la Supervisión y deben cumplir con la NTP 334.088:2015 (Aditivos químicos en pastas, morteros y concreto. Especificaciones).

3.6.2 Debe demostrarse que el aditivo utilizado en obra es capaz de mantener esencialmente la misma composición y comportamiento que el producto usado para establecer la dosificación del concreto de acuerdo con lo especificado en 5.2.

Los aditivos que contengan cloruros que no provengan de impurezas de los componentes del aditivo, no deben emplearse en concreto preesforzado, en concreto que contenga aluminio embebido o en concreto construido en encofrados permanentes de acero galvanizado. Véase el Capítulo 4.

3.6.3 Los aditivos incorporadores de aire deben cumplir con la NTP 334.089:2015 (Aditivos incorporadores de aire en pastas, morteros y hormigón (concreto). Especificaciones).

3.6.4 Los aditivos reductores de agua, retardantes, acelerantes, reductores de agua y retardantes, reductores de agua y acelerantes, reductores de agua de alto rango, y reductores de agua de alto rango y retardantes, deben cumplir con NTP 334.088:2015 (Aditivos químicos en pastas, morteros y concreto. Especificaciones).

3.6.5 Las cenizas volantes u otras puzolanas que se empleen como aditivos deben cumplir con la NTP 334.104:2018 (Puzolana natural cruda o calcinada y ceniza volante para uso en concreto. Requisitos).

3.6.6 La escoria molida granulada de alto horno utilizada como aditivo debe cumplir con la NTP 334.180:2018 (Materiales cementosos suplementarios mezclados. Requisitos).

3.6.7 Los aditivos usados en la fabricación de concreto que contenga cemento expansivo de acuerdo a la NTP 334.156:2017 (Cemento Portland Expansivo. Requisitos) deben ser compatibles con este cemento y no producir efectos nocivos.

3.6.8 La microsílíce usada como aditivo debe cumplir con la NTP 334.087:2018 (Microsílíce utilizado en mezclas cementosas. Requisitos).

3.7 ALMACENAMIENTO DE MATERIALES

3.7.1 El material cementante y los agregados deben almacenarse de tal manera que se prevenga su deterioro o la introducción de materias extrañas.

3.7.2 Ningún material que se haya deteriorado o contaminado debe utilizarse en la elaboración del concreto.

3.7.3 Para el almacenamiento del cemento se adoptarán las siguientes precauciones:

- (a) No se aceptarán en obra bolsas de cemento cuyas envolturas estén deterioradas o perforadas.

- (b) El cemento en bolsas se almacenará en obra en un lugar techado, fresco, libre de humedad, sin contacto con el suelo. Se almacenará en pilas de hasta 10 bolsas y se cubrirá con material plástico u otros medios de protección.
- (c) El cemento a granel se almacenará en silos metálicos cuyas características deberán impedir el ingreso de humedad o elementos contaminantes.

3.7.4 Los agregados se almacenarán o apilarán de manera de impedir la segregación de los mismos, su contaminación con otros materiales o su mezcla con agregados de características diferentes.

3.7.5 Las barras de acero de refuerzo, alambre, tendones y ductos metálicos se almacenarán en un lugar seco, aislado del suelo y protegido de la humedad, tierra, sales, aceite y grasas.

3.7.6 Los aditivos serán almacenados siguiendo las recomendaciones del fabricante. Se impedirá la contaminación, evaporación o deterioro de los mismos. Los aditivos líquidos serán protegidos de temperaturas de congelación y de cambios de temperatura que puedan afectar sus características. Los aditivos no deberán ser almacenados en obra por un período mayor de seis meses desde la fecha del último ensayo. En caso contrario, deberán reensayarse para evaluar su calidad antes de su empleo. Los aditivos cuya fecha de vencimiento se haya cumplido no serán utilizados.

CAPÍTULO 4

REQUISITOS DE DURABILIDAD

4.0 ALCANCE

Esta Norma no incluye disposiciones para las condiciones de exposición especialmente severas, tales como la exposición a ácidos o a altas temperaturas, ni cubre condiciones estéticas tales como el acabado de las superficies del concreto. Estas condiciones, que están fuera del alcance de esta Norma, deberán estar cubiertas de manera particular en las especificaciones del proyecto.

Los componentes del concreto y sus proporciones deben ser seleccionados de manera que se pueda cumplir con los requisitos mínimos establecidos en esta Norma y con los requisitos adicionales de los documentos del proyecto.

4.1 VALOR DE f_c' POR REQUISITOS DE DURABILIDAD Y RELACIÓN AGUA-MATERIAL CEMENTANTE

4.1.1 El valor de f_c' debe ser el mayor de los valores que se establezcan por requisitos de resistencia estructural y por requisitos de durabilidad y debe ser aplicado en la dosificación de la mezcla y para la evaluación y aceptación del concreto en conformidad con el Capítulo 5.

4.1.2 Las mezclas de concreto deben ser dosificadas para cumplir con la relación máxima agua-material cementante (a/mc) y otros requisitos basados en la clase de exposición asignada al elemento estructural de concreto que establezca el profesional responsable del diseño estructural.

4.1.3 Las relaciones agua-material cementante especificadas en el presente capítulo se calculan usando el peso del cemento que cumpla con la NTP 334.009:2016, 334.082:2016, 334.090:2016 ó 334.156:2017, más el peso de las cenizas volantes y otras puzolanas que cumplan con la NTP 334.104:2011, el peso de la escoria que cumpla con la Norma NTP 334.180:2013 y la microsílíce que cumpla con la NTP 334.087:2013, si las hay. Cuando el concreto esté expuesto a productos químicos descongelantes, se limita adicionalmente la cantidad de ceniza volante, puzolana, microsílíce, escoria o la combinación de estos materiales.

4.2 CATEGORÍAS Y CLASES DE EXPOSICIÓN

4.2.1 El profesional responsable del diseño estructural debe asignar las clases de exposición de acuerdo con la severidad anticipada en los elementos de concreto estructural para cada categoría de exposición según la Tabla 4.2.1. y especificará detalladamente los requisitos para el concreto según la Tabla 4.3.1.

4.2.2 El profesional responsable del diseño estructural deberá incluir en las especificaciones del proyecto las condiciones de exposición, su severidad y los requisitos y medidas de prevención y/o protección para la durabilidad de las estructuras de concreto.

4.3 REQUISITOS PARA LAS MEZCLAS DE CONCRETO

4.3.1 Con base en el análisis de las clases de exposición asignadas en la Tabla 4.2.1 aplicables a cada caso en particular, las mezclas de concreto deben cumplir con los requisitos más restrictivos que resulten de aplicar la Tabla 4.3.1

TABLA 4.2.1 – CATEGORÍAS Y CLASES DE EXPOSICIÓN

CATEGORÍA	CLASE	CONDICIÓN	
F Congelamiento y Deshielo	F0	Concreto no expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo. (Nota 1)	
	F1	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y exposición ocasional a la humedad. (Nota 2)	
	F2	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y en contacto continuo con la humedad. (Nota 3)	
	F3	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo que estará en contacto continuo con la humedad y expuesto a productos químicos descongelantes.	
S Sulfatos		Sulfatos solubles en agua en el suelo en contacto con el concreto (SO ₄) % en masa. (Nota 4 y 6)	Sulfatos disueltos en agua en contacto con el concreto (SO ₄) en ppm. (Nota 5 y 7)
	S0	SO ₄ < 0,10	SO ₄ < 150
	S1	0,10 ≤ SO ₄ < 0,20	150 ≤ SO ₄ < 1500
	S2	0,20 ≤ SO ₄ < 2,00	1500 ≤ SO ₄ < 10000
	S3	SO ₄ > 2,00	SO ₄ > 10000
W En contacto con el agua	W0	Concreto seco en servicio	
	W1	Concreto en contacto con agua donde no se requiere baja permeabilidad	
	W2	Concreto en contacto con agua donde se requiere baja permeabilidad	
C Protección del Refuerzo contra la corrosión	C0	Concreto seco o protegido contra la humedad	
	C1	Concreto expuesto a la humedad pero no a una fuente de cloruros	
	C2	Concreto expuesto a cloruros provenientes de agua salobre, agua de mar, salpicaduras de las mismas fuentes o químicos descongelantes	

Notas:

- 1) Incluye cimentaciones y estructuras internas en edificaciones en zonas con alternancia de congelamiento y deshielo, pero que no estarán expuestas a esta condición en su vida de servicio.
- 2) Es la condición típica de exposición en las zonas de altura en el Perú donde la época de alternancia de congelamiento y deshielo coincide con la época de sequía o de muy baja precipitación.
- 3) Es la condición de exposición donde existe alternancia de congelamiento y deshielo y las estructuras de concreto estarán expuestas además a una fuente continua de humedad proveniente de la condición de servicio (lluvia, riego, napa freática, proceso industrial, etc.)
- 4) Para aplicar la tabla no basta que existan los sulfatos solubles en el suelo, sino que deben estar en solución y entrar en contacto con el concreto debido a la presencia de napa freática o lluvia, riego, proceso industrial, etc. Caso contrario la condición a considerar es S0.
- 5) La exposición a agua de mar se considerará como clase S2.
- 6) Los sulfatos solubles en suelos se determinarán según la norma ASTM C1580.2015.
- 7) Los sulfatos solubles en agua se determinarán según la norma ASTM D4130.2015.

TABLA 4.3.1 – REQUISITOS PARA EL CONCRETO SEGÚN LA CLASE DE EXPOSICIÓN

CLASE DE EXPOSICIÓN	RELACIÓN <i>a/mc</i> MÁXIMA	<i>f'c</i> mínimo (MPa)	REQUISITOS MÍNIMOS ADICIONALES			
			Contenido de aire			Límites en los cementantes
F0	N/A	17				
F1	0.50	28	Tabla 4.4.1			N/A
F2	0.45	31	Tabla 4.4.1			N/A
F3	0.40	35	Tabla 4.4.1			Tabla 4.4.2
			Tipo de Material Cementante			Acelerante
			NTP 334.009:2016 Cementos Portland Estándar no adicionados	NTP 334.090:2016 Cementos Portland Adicionados	NTP 334.082:2016 Cementos Portland por Requisitos de Desempeño	Cloruro de Calcio
S0	N/A	17	Cualquiera	Cualquiera	Cualquiera	No permitido
S1	0.50	28	Tipo II	Cemento Adicionado con designación(MS)	Tipo MS	No permitido
S2	0.45	31	Tipo V	Cemento Adicionado con designación(HS)	Tipo HS	No permitido
S3 Opción 1	0.45	31	Tipo V más adiciones minerales (Nota 1)	Cemento Adicionado con designación(HS) más adiciones minerales	Tipo HS más adiciones minerales:	No permitido
S3 Opción 2	0.40	35	Tipo V (Nota 2)	Cemento Adicionado con designación(HS)	Tipo HS	No permitido
W0	N/A	17	Ninguno			
W1	N/A	17	Ninguno			
W2	0.50	28	Ninguno			
			Contenido máximo de iones cloruro (Cl ⁻) solubles en agua por m ³ de concreto como % en peso del contenido de cemento.(Nota 3)		Requisitos relacionados	
			Concreto reforzado	Concreto pretensado		
C0	N/A	17	1.00	0.06	Ninguno	
C1	N/A	21	0.30	0.06	Ninguno	
C2	0.40	35	0.15	0.06	Ver 7.7.5 y 18.16	

Notas:

- 1) Se consideran como adiciones minerales: puzolanas, escorias, cenizas, metacaolín, microsíllice.
- 2) Si se utiliza cemento Tipo V como el único material cementante, debe especificarse el requisito opcional de resistencia a los sulfatos de 0.040 por ciento de máxima expansión de NTP 334.009:2016.
- 3) Los iones cloruro (Cl⁻) solubles en agua (en peso) se determinarán: en el agua, agregados, aditivos y cemento y la suma total se expresará como porcentaje del contenido de cemento por metro cúbico en la mezcla.

4.4 REQUISITOS ADICIONALES PARA EXPOSICIÓN A CONGELAMIENTO Y DESHIELO

4.4.1 El concreto de peso normal y liviano expuesto a las clases de exposición F1, F2 ó F3 debe tener aire incorporado, con el contenido de aire indicado en la Tabla 4.4.1. La tolerancia en el contenido de aire incorporado debe ser de $\pm 1.5\%$. Para un f_c' mayor de 35 MPa, se puede reducir el aire incorporado indicado en la Tabla 4.4.1 en 1%.

TABLA 4.4.1 – CONTENIDO TOTAL DE AIRE PARA CONCRETO EXPUESTO A CICLOS DE CONGELAMIENTO Y DESHIELO

Tamaño Máximo Nominal del Agregado		Contenido de aire en porcentaje (Nota 1)	
Pulgadas	Milímetros	Exposición Clase F1	Exposición Clases F2 y F3
3/8	9.5	6.0	7.5
1/2	12.5	5.5	7.0
3/4	19.0	5.0	6.0
1	25.0	4.5	6.0
1 1/2	37.5	4.5	5.5
2	50.0	4.0	5.0
3	75.0	3.5	4.5

Nota 1): Estos contenidos de aire se deben verificar en la mezcla fresca, retirando mediante tamizado las partículas de agregado mayores de 40 mm cuando sea aplicable, y se determinará el contenido de aire en la fracción tamizada remanente acorde con NTP 339.080:2017. La tolerancia en el contenido de aire incorporado se aplica a este valor.

4.4.2 La cantidad de puzolanas, incluida la ceniza volante, microsílíce y escoria en el concreto para exposición clase F3 no debe exceder los límites establecidos en la Tabla 4.4.2.

TABLA 4.4.2 – REQUISITOS EN LIMITACIONES DE MATERIALES CEMENTANTES SUPLEMENTARIOS PARA CONCRETO CON EXPOSICIÓN CLASE F3

Materiales Cementantes Suplementarios (Nota 1)	Porcentaje máximo sobre el total de materiales cementantes (en peso) incluido el cemento
Cenizas Volantes u otras puzolanas que cumplen con NTP 334.104:2011	25
Escoria que cumple NTP 334.180:2013	50
Microsílíce que cumple con NTP 334.087:2013	10
Total de cenizas volantes u otras puzolanas, escoria y microsílíce	50
Total de cenizas volantes u otras puzolanas y microsílíce	35

Nota 1): Los porcentajes máximos anteriores incluyen:

- Cenizas volantes u otras puzolanas presentes en cementos adicionados tipo IP, según NTP 334.090:2016 o NTP 334.082:2016.
- Escoria usada en la fabricación de cementos adicionados Tipo IS, según NTP 334.090:2016 o NTP 334.082:2016.
- Microsílíce, según NTP 334.087:2013, presente en cementos adicionados. Las cenizas volantes u otras puzolanas y la microsílíce no deben constituir más del 25 y 10 por ciento, respectivamente, del peso total de materiales cementantes.

4.5 MATERIALES CEMENTANTES ALTERNATIVOS PARA EXPOSICIÓN A SULFATOS

4.5.1 Se permite usar combinaciones alternativas para los materiales cementantes mencionados en la Tabla 4.3.1 cuando se lleven a cabo ensayos de resistencia a los sulfatos según ASTM C1012.2018 y se cumplan los criterios de la Tabla 4.5.1.

TABLA 4.5.1 – REQUISITOS PARA ESTABLECER LA FACTIBILIDAD DEL EMPLEO DE COMBINACIONES DE MATERIALES CEMENTANTES ALTERNATIVOS PARA CONCRETOS EXPUESTOS A SULFATOS SOLUBLES EN AGUA

CLASE DE EXPOSICIÓN	EXPANSIÓN MÁXIMA APLICANDO ENSAYO ASTM C1012.2018		
	A 6 meses	A 12 meses	A 18 meses
S1	0.10%	--	--
S2	0.05%	0.10%	--
S3	--	--	0.10%

- 4.6 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN DEL CONCRETO CUANDO SE ESPECIFIQUE UNA RELACIÓN a/mc MÁXIMA EN FUNCIÓN DE LAS CLASES DE EXPOSICIÓN Y LOS REQUISITOS CORRESPONDIENTES PARA LA MEZCLA**
- 4.6.1** Cuando el profesional responsable del diseño estructural establezca como requisito de la mezcla por durabilidad una relación a/mc máxima, deberá especificar simultáneamente el valor de f_c' mínimo definido en la Tabla 4.3.1 con que se verificarán los criterios de aceptación del acápite 5.6.
- 4.6.2** En ningún caso se aceptará como criterio único de aceptación del concreto en obra, la verificación del cumplimiento durante la producción del concreto de la relación a/mc que haya establecido el profesional responsable del diseño estructural, no pudiendo obviarse la verificación del f_c' con los criterios de aceptación del acápite 5.6.
- 4.6.3** La aprobación de la fórmula del diseño de mezcla que incluya la relación a/mc máxima especificada por el profesional responsable del diseño estructural, y su verificación en obra no excluye la comprobación del cumplimiento del f_c' equivalente establecido en la Tabla 4.3.1.

CAPÍTULO 5 CALIDAD DEL CONCRETO, MEZCLADO Y COLOCACIÓN

5.1 GENERALIDADES

5.1.1 El concreto debe dosificarse para que proporcione una resistencia promedio a la compresión requerida, f'_{cr} , según se establece en 5.3.2, y debe satisfacer los criterios de durabilidad del Capítulo 4. El concreto debe producirse de manera que se minimice la frecuencia de resultados de resistencia inferiores a f'_{c} , como se establece en 5.6.3.3.

La resistencia mínima del concreto estructural, f'_{c} , diseñado y construido de acuerdo con esta Norma no debe ser inferior a 17 MPa.

5.5.2 Los requisitos para f'_{c} deben basarse en ensayos de probetas cilíndricas, confeccionadas, curadas y ensayadas bajo condiciones estándar controladas como se establece en 5.6.3.

5.1.3 A menos que se especifique lo contrario, f'_{c} debe basarse en los resultados de ensayos realizados a los 28 días. Si se requieren resultados a edad posterior, ésta debe indicarse en los planos y especificaciones del proyecto. Los resultados de ensayos a edad temprana serán referenciales y no se utilizarán como elementos de juicio de aprobación o rechazo del f'_{c} salvo que el proyectista establezca un criterio específico al respecto.

5.1.4 Cuando se use concreto liviano y los criterios de diseño de 9.6.2.3 ó 11.2 indican un valor de resistencia a la tracción del concreto, determinada por compresión diametral, (*split test*), deben realizarse ensayos de laboratorio de acuerdo con "Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete" (ASTM C 330.2017) para establecer el valor de f_{ct} correspondiente a f'_{c} .

5.1.5 Los ensayos de resistencia a la tracción por flexión o por compresión diametral (*split test*) no deben emplearse como base para la aceptación del concreto en obra.

5.1.6 Se considera como un ensayo de resistencia al promedio de las resistencias de dos probetas cilíndricas de 6" de diámetro por 12" de altura (150 mm por 300 mm) o de tres probetas cilíndricas de 4" de diámetro por 8" de altura (100mm por 200 mm) moldeadas de la misma muestra de concreto y ensayadas a los 28 días o a la edad de ensayo establecida para la determinación de f'_{c} .

5.1.7 Para la selección del número de muestras de ensayo, se considerará como "clase de concreto" a:

- a) Cada una de las diferentes calidades de concreto requeridas por la resistencia especificada a la compresión f'_{c} .
- b) Para una misma resistencia en compresión, cada calidad de concreto con cada tipo de cemento, tamaño máximo nominal o huso granulométrico diferente.
- c) Los concretos producidos por cada uno de los equipos de mezclado utilizados en la obra, o el suministrado por cada planta de concreto premezclado o proveedores de premezclado diferentes.

5.2 DOSIFICACIÓN DEL CONCRETO

5.2.1 La dosificación de los materiales para el concreto debe establecerse para permitir que:

- a) Se logre la trabajabilidad y consistencia que permitan colocar fácilmente el concreto dentro del encofrado y alrededor del refuerzo bajo las condiciones de colocación que vayan a emplearse, sin segregación ni exudación excesiva.
- b) Se logre resistir las condiciones especiales de exposición a las que pueda estar sometido el concreto, según lo requerido en el Capítulo 4.
- c) Se cumpla con los requisitos de evaluación y aceptación del concreto de 5.6.

5.2.2 Cuando se empleen materiales diferentes para distintas partes de una misma obra, deben evaluarse las dosificaciones con cada una de las combinaciones de ellos.

5.2.3 La dosificación del concreto debe establecerse de acuerdo con 5.3 o alternativamente con 5.4 y se deben cumplir las exigencias correspondientes del Capítulo 4.

5.3 DOSIFICACIÓN BASADA EN LA EXPERIENCIA EN OBRA O EN MEZCLAS DE PRUEBA

5.3.1 Desviación estándar

5.3.1.1 Cuando se dispone de registros de ensayos de resistencia de no más de un año de antigüedad, se establecerá la desviación estándar S_s sobre la base de los datos disponibles. Los registros de ensayos a partir de los cuales se calcula S_s , deben cumplir las siguientes condiciones:

- Deben representar los materiales, procedimientos de control de calidad y condiciones similares a las esperadas. Las variaciones en los materiales y en las proporciones deben estar en conformidad con las especificadas para la obra propuesta.
- Deben representar a concretos producidos para lograr una resistencia o resistencias especificadas, dentro del rango de ± 7 MPa de $f'c$.
- Deben consistir en al menos 30 ensayos consecutivos, o dos grupos de ensayos consecutivos, totalizando al menos 30 ensayos como se define en 5.6.2.3, excepto por lo especificado en 5.3.1.2.

5.3.1.2 Cuando no se dispone de registros de ensayos que se ajusten a los requisitos de 5.3.1.1, pero sí se tenga un registro basado en 15 a 29 ensayos consecutivos, se debe establecer la desviación estándar de la muestra, S_s , como el producto de la desviación estándar calculada de la muestra por el factor de modificación de la Tabla 5.1. Para que sean aceptables, los registros de ensayos deben ajustarse a los requisitos (a) y (b) de 5.3.1.1, y deben representar un solo registro de ensayos consecutivos que abarquen un período no menor de 45 días calendarios consecutivos.

TABLA 5.1 FACTOR DE MODIFICACIÓN PARA LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA MUESTRA CUANDO SE DISPONE DE MENOS DE 30 ENSAYOS

Número de ensayos (*)	Factor de modificación para la desviación estándar de la muestra (+) (emplear Tabla 5.3)
Menos de 15	
15	1,16
20	1,08
25	1,03
30 o más	1,00

(*) Se permite interpolar para un número de ensayos intermedios.

(+) Desviación estándar de la muestra modificada, S_s , para usar en la determinación de la resistencia promedio requerida, $f'cr$, de 5.3.2.1.

5.3.2 Resistencia promedio requerida

5.3.2.1 La resistencia promedio a la compresión requerida, $f'cr$, que es el valor incrementado sobre $f'c$ que se usará como resistencia meta para la dosificación del concreto, debe ser determinada según la Tabla 5.2, empleando la desviación estándar, S_s , calculada de acuerdo con 5.3.1.1 o con 5.3.1.2.

TABLA 5.2 RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN REQUERIDA CUANDO HAY DATOS DISPONIBLES PARA ESTABLECER UNA DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA MUESTRA

Resistencia especificada a la compresión, MPa	Resistencia promedio requerida a la compresión, MPa
$f'c \leq 35$	Usar el mayor valor obtenido de las ecuaciones (5-1) y (5-2): $f'cr = f'c + 1,34 S_s$ (5-1) $f'cr = f'c + 2,33 S_s - 3,5$ (5-2)
$f'c > 35$	Usar el mayor valor obtenido de las ecuaciones (5-1) y (5-3): $f'cr = f'c + 1,34 S_s$ (5-1) $f'cr = 0,90 f'c + 2,33 S_s$ (5-3)

5.3.2.2 Cuando una instalación productora de concreto o proveedor de concreto premezclado no tenga registros de ensayos de resistencia en obra para el cálculo de S_s que cumplan con los requisitos de 5.3.1.1 o de 5.3.1.2, $f'cr$ debe determinarse de la Tabla 5.3, y la documentación relativa a la resistencia promedio debe cumplir con los requisitos de 5.3.3.

TABLA 5.3 RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN REQUERIDA CUANDO NO HAY DATOS DISPONIBLES PARA ESTABLECER UNA DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA MUESTRA

Resistencia especificada a la compresión, MPa	Resistencia promedio requerida a la compresión, MPa
$f'c < 21$	$f'cr = f'c + 7,0$
$21 \leq f'c \leq 35$	$f'cr = f'c + 8,5$
$f'c > 35$	$f'cr = 1,1 f'c + 5,0$

5.3.3 Documentación de la resistencia promedio a la compresión

La documentación que justifique la desviación estándar S_s en conformidad con 5.3.1 y que la dosificación propuesta para el concreto producirá una resistencia promedio a la compresión igual o mayor que la resistencia promedio a la compresión requerida, $f'cr$, (véase 5.3.2), debe consistir en un registro de ensayos consecutivos de resistencia en obra, en varios registros de ensayos consecutivos de resistencia o en registros de mezclas de prueba (véase 5.3.1.1. y 5.3.1.2.), que deben ser suministrados con anticipación por el Constructor y/o el productor del concreto premezclado, para su aprobación por la Supervisión o la autoridad competente.

5.3.3.1 Cuando se empleen registros de ensayos para demostrar que las dosificaciones propuestas para el concreto producirán la resistencia promedio requerida $f'cr$ (véase 5.3.1 y 5.3.2), dichos registros deben representar los materiales y condiciones similares a las esperadas. Los cambios en los materiales, condiciones y dosificaciones dentro de los registros de ensayos no deben ser más restrictivos que los de la obra propuesta. Con el propósito de documentar la resistencia promedio potencial, pueden aceptarse registros de ensayos que consistan en menos de 30, pero no menos de 10 ensayos consecutivos siempre que abarquen un período no menor de 45 días. La dosificación requerida para el concreto puede establecerse por interpolación entre las resistencias y las dosificaciones de dos o más registros de ensayo, siempre y cuando cumpla con los otros requisitos de esta Sección.

5.3.3.2 Cuando no se dispone de un registro aceptable de resultados de ensayos en obra, se permite que la dosificación del concreto se establezca con mezclas de prueba que cumplan con las siguientes restricciones:

- Los materiales deben ser los propuestos para la obra.
- Las mezclas de prueba deben tener un rango de dosificaciones que produzcan una gama de resistencias a compresión que abarquen $f'cr$ y que cumplan con los requisitos de durabilidad del Capítulo 4.
- Las mezclas de prueba deben dosificarse para producir un asentamiento (*slump*) dentro del rango especificado para la obra propuesta y para concreto con aire incorporado, el contenido de aire debe estar dentro de la tolerancia especificada para la obra propuesta.
- Para cada mezcla de prueba deben confeccionarse, curarse y ensayarse en condiciones estándar controladas, al menos dos probetas cilíndricas de 6" de diámetro por 12" de altura (150 mm por 300 mm) o tres probetas cilíndricas de 4" de diámetro por 8" de altura (150 mm por 200 mm) para cada edad de ensayo de acuerdo con la NTP 339.183:2013. Las probetas deben ensayarse a los 28 días o a la edad de ensayo establecida para determinar $f'c$.
- Los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión de las muestras de prueba, a la edad de ensayo establecida, deben ser usadas para establecer la composición de la mezcla de concreto propuesta para la obra.
- La mezcla de concreto propuesta debe alcanzar una resistencia promedio a la compresión que cumpla con el valor de $f'cr$ requerido por 5.3.2, y cumplir con los criterios de durabilidad aplicables del Capítulo 4.

5.4 DOSIFICACIÓN CUANDO NO SE CUENTA CON EXPERIENCIA EN OBRA O MEZCLAS DE PRUEBA

5.4.1 Si los datos requeridos por 5.3 no están disponibles, la dosificación del concreto debe basarse en otras experiencias o información con la aprobación del profesional responsable de la obra y de la Supervisión. La resistencia promedio a la compresión requerida, $f'cr$, del concreto producido con materiales similares a aquellos propuestos para su uso debe cumplir con la Tabla 5.3.

5.4.2 El concreto dosificado de acuerdo con esta sección debe ajustarse a los requisitos de durabilidad del Capítulo 4 y a los criterios para ensayos de resistencia a compresión de 5.6.

5.5 REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN

En la medida que se disponga de más datos durante la construcción, se permitirá reducir la cantidad por la cual la resistencia promedio requerida, f'_{cr} , debe exceder de f'_c siempre que:

- a) Se disponga de 30 o más ensayos y el promedio de los resultados de los ensayos exceda el requerido por 5.3.2.1, empleando una desviación estándar de la muestra calculada de acuerdo con la 5.3.1.1, o se disponga de 15 a 29 ensayos y el promedio de los resultados de los ensayos exceda al requerido por 5.3.2.1, utilizando una desviación estándar de la muestra calculada de acuerdo con 5.3.1.2.
- b) Se cumpla con los requisitos de exposición especial del Capítulo 4.

5.6 EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DEL CONCRETO

5.6.1

- a) El concreto debe muestrearse, transportarse, curarse y ensayarse en condiciones estándar controladas de acuerdo con los requisitos de 5.6.2 a 5.6.5.
- b) Los ensayos de concreto fresco realizados en la obra, la preparación de probetas que requieran de un curado bajo condiciones de obra, la preparación de probetas que se vayan a ensayar en laboratorio, el registro de temperaturas del concreto y demás controles estandarizados en estado fresco mientras se preparan las probetas para los ensayos de resistencia, deben ser realizados por técnicos capacitados, evaluados y certificados formalmente en ensayos de campo.
- c) Todos los ensayos de laboratorio deben ser realizados por técnicos de laboratorio capacitados, evaluados y certificados formalmente. La capacitación, evaluación y certificación del personal técnico debe cumplir con los lineamientos de: la Norma ASTM C1077-2017, el Programa de Certificación ACI para Técnicos en ensayos de campo Grado I y/o para Técnicos en ensayos de Concreto en Laboratorio, o programas equivalentes en nuestro medio.
- d) Los laboratorios que verifiquen las pruebas de aceptación deben contar con los ensayos acreditados por alguna entidad local o internacional, o con una certificación de calidad en sus procesos otorgada por alguna entidad local o internacional.
- e) Los registros que sustenten la habilidad y certificación del Laboratorio y/o del personal técnico deben ser sometidos a aprobación de la Supervisión o la autoridad competente.

5.6.2 Frecuencia de los ensayos

5.6.2.1. La frecuencia de muestreo de concreto para los ensayos de resistencia será:

- a) Las muestras para los ensayos de resistencia para concreto elaborado en obra con mezcladora deben tomarse no menos de una vez al día, de cada clase de concreto colocado, ni menos de una vez por cada 5 m³, de cada clase de concreto vaciado continuamente, ni menos de una vez por cada 50 m² de superficie de losas o muros vaciados en la jornada.
- b) Las muestras para los ensayos de resistencia para concreto elaborado en planta de premezclado externa o en obra deben tomarse no menos de una vez al día, de cada clase de concreto colocado, ni menos de una vez por cada 40 m³, de cada clase de concreto vaciado continuamente, ni menos de una vez por cada 300 m² de superficie de losas o muros vaciados en la jornada.

5.6.2.2. El plan de muestreo para el volumen total de concreto de un proyecto, debe diseñarse y planificarse cumpliendo con las frecuencias establecidas en 5.6.2.1 para cada clase de concreto. Antes del inicio de los vaciados, el plan debe someterse al Supervisor o autoridad competente para su aprobación.

5.6.2.3 Un ensayo de resistencia debe ser el promedio de las resistencias de dos probetas cilíndricas de 6" de diámetro por 12" de altura (150 mm por 300 mm) o de tres probetas cilíndricas de 4" de diámetro por 8" de altura (100mm por 200 mm) moldeadas de la misma muestra de concreto y ensayadas a los 28 días o a la edad de ensayo establecida para la determinación de f'_c .

5.6.2.4 El constructor deberá registrar y documentar los muestreos y ensayos que efectúe, en función de las clases y volúmenes de concreto vaciado, para demostrar el cumplimiento ante el

Supervisor o la autoridad competente de la frecuencia de muestreo y ensayos mínima establecida por la presente norma.

5.6.2.5 De comprobarse que el constructor no cumplió con la frecuencia de muestreo y ensayos normada, el Supervisor o la autoridad competente podrán ordenar los ensayos y evaluaciones complementarias consideradas en el Capítulo 20 que considere convenientes, para garantizar que no se encuentra en peligro la capacidad de carga y la seguridad de las estructuras.

5.6.3 Probetas curadas en condiciones estándar

5.6.3.1 Las muestras para los ensayos de resistencia deben tomarse de acuerdo con la NTP 339.036:2017. No está permitido obtener muestras para moldeo de cilindros para ensayos de concreto del inicio o el final de la descarga de la mezcladora o mixer.

5.6.3.2 Las probetas cilíndricas para los ensayos de resistencia deben ser fabricadas, transportadas y curadas en condiciones estándar controladas de acuerdo con la NTP 339.033:2015, y deben ensayarse de acuerdo con la NTP 339.034:2015. No está permitido el curado de testigos en obra hasta su edad de ensayo, si los tanques, pozas o cámaras de curado no cumplen con los requisitos de control de humedad y temperatura establecidos por la NTP 339.077:Rev. 2017.

5.6.3.3 La resistencia de una clase determinada de concreto se considera satisfactoria si cumple con los dos requisitos siguientes:

- a) Cada promedio aritmético de tres ensayos de resistencia consecutivos es igual o superior a $f'c$.
- b) Ningún resultado individual del ensayo de resistencia (promedio de dos cilindros de 6"x12" o tres cilindros de 4"x8") es menor que $f'c$ en más de 3,5 MPa cuando $f'c$ es 35 MPa o menor, o en más de 0,1 $f'c$ cuando $f'c$ es mayor a 35 MPa.

5.6.3.4 Cuando no se satisfaga 5.6.3.3 b) deben aplicarse los requisitos de 5.6.5.

5.6.3.5 Cuando no se cumpla con alguno de los dos requisitos de 5.6.3.3, o se verifique en la estadística que el promedio de resultados de resistencia es inferior al $f'cr$ establecido en conformidad con 5.3 y 5.4, deben tomarse las medidas necesarias para incrementar el promedio de los resultados de los siguientes ensayos de resistencia a fin de cumplir con el $f'cr$, tales como:

- a) Incremento del contenido de material cementante.
- b) Mejor control o reducción del contenido de agua.
- c) Uso de un aditivo reductor de agua para mejorar la dispersión de los materiales cementantes.
- d) Otras variaciones en la dosificación de la mezcla.
- e) Reducción del tiempo de entrega.
- f) Control más estricto del contenido de aire.
- g) Mejoramiento de la calidad de los ensayos, lo que incluye un estricto cumplimiento de las normas de ensayo NTP 339.036:2017, NTP 339.033:2015, NTP 339.034:2015 y NTP 339.077: Rev. 2017.

5.6.4 Probetas curadas en obra en condiciones no estandarizadas

5.6.4.1 Si lo requiere la Supervisión, deben realizarse ensayos de resistencia de probetas cilíndricas curadas en condiciones de obra. Los resultados de resistencia de probetas cilíndricas curadas en condiciones no estandarizadas, son útiles para evaluar los procedimientos de protección y curado empleados en obra, y no pueden utilizarse para aceptar o rechazar la calidad del concreto o establecer el cumplimiento del $f'c$ especificado.

5.6.4.2 El curado de las probetas bajo condiciones de obra deberá realizarse en condiciones similares a las del elemento estructural al cual ellas representan, y éstas deben moldearse al mismo tiempo y de la misma muestra de concreto que las probetas a ser curadas en laboratorio. Deben seguirse las indicaciones de la NTP 339.033:2015.

5.6.4.3 Los procedimientos para proteger y curar el concreto deben mejorarse cuando la resistencia de las probetas cilíndricas curadas en la obra, a la edad de ensayo establecida para determinar $f'c$, sea inferior al 85% de la resistencia de los cilindros correspondientes curados en laboratorio. La limitación del 85% no se aplica cuando la resistencia de aquellos que fueron curados en la obra exceda a $f'c$ en más de 3,5 MPa.

5.6.5 Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia

5.6.5.1 Si algún ensayo de resistencia (véase 5.6.2.3) de cilindros curados en el laboratorio es menor que $f'c$ en más de los valores dados en 5.6.3.3 (b) o si los ensayos de cilindros curados en la obra indican deficiencia en la protección y curado (véase 5.6.4.3), deben tomarse medidas para asegurar que no se pone en peligro la capacidad de carga de la estructura.

5.6.5.2 Si se confirma la posibilidad que el concreto sea de baja resistencia y los cálculos indican que la capacidad de carga se redujo significativamente, deben permitirse ensayos de núcleos (testigos perforados) extraídos de la zona en cuestión de acuerdo con la NTP 339.059:2017. En esos casos deben tomarse tres núcleos por cada resultado del ensayo de resistencia que sea menor que los valores señalados en 5.6.3.3 (b).

5.6.5.3 Los núcleos deben prepararse para su traslado y almacenamiento, secando el agua de perforación de la superficie del núcleo y colocándolos dentro de recipientes o bolsas herméticas inmediatamente después de su extracción. El recorte de los extremos de los núcleos debe efectuarse dentro de un máximo de 48 horas luego de su extracción, secando el agua de lubricación para el corte de la superficie del núcleo. Los núcleos deben dejarse secar un mínimo de 5 días y un máximo de 7 días desde la última vez que se humedecieron, antes de ser ensayados, con el fin de eliminar gradientes de humedad que afecten negativamente los resultados, a menos que el profesional responsable apruebe un plazo y condiciones distinto.

5.6.5.4 El concreto de la zona representada por los núcleos se considera estructuralmente adecuado si el promedio de tres núcleos es por lo menos igual al 85% de $f'c$ y ningún núcleo tiene una resistencia menor del 75% de $f'c$. Cuando los núcleos den valores erráticos de resistencia, se permitirá la extracción de núcleos adicionales de la misma zona. La verificación de los requisitos mínimos de resistencia en núcleos, no exime de responsabilidad al contratista o al proveedor de premezclado de cumplir con el $f'cr$ establecido en 5.3 y 5.4 en todos los suministros de concreto.

5.6.5.5 Si los criterios de 5.6.5.4 no se cumplen y si la seguridad estructural permanece en duda, el Supervisor o autoridad competente podrá aprobar la ejecución de los análisis estructurales y/o pruebas de carga de acuerdo con el Capítulo 20, para la parte dudosa de la estructura o adoptar otras medidas según las circunstancias.

5.7 PREPARACIÓN DEL EQUIPO Y DEL LUGAR DE COLOCACIÓN DEL CONCRETO

5.7.1 La preparación previa a la colocación del concreto debe incluir lo siguiente:

- a) Las cotas y dimensiones de los encofrados y los elementos estructurales deben corresponder con las de los planos.
- b) Las barras de refuerzo, el material de las juntas, los anclajes y los elementos embebidos deben estar correctamente ubicados.
- c) Todo equipo de mezclado y transporte del concreto debe estar limpio.
- d) Deben retirarse todos los escombros y el hielo de los espacios que serán ocupados por el concreto.
- e) El encofrado debe estar recubierto con un desmoldante adecuado.
- f) Las unidades de albañilería de relleno en contacto con el concreto, deben estar adecuadamente humedecidas.
- g) El refuerzo debe estar completamente libre de hielo o de otros recubrimientos perjudiciales.
- h) El agua libre debe ser retirada del lugar de colocación del concreto antes de depositarlo, a menos que se vaya a emplear un tubo para colocación bajo agua o que lo permita la Supervisión.
- i) La superficie del concreto endurecido debe estar libre de lechada y de otros materiales perjudiciales o deleznable antes de colocar concreto adicional sobre ella.
- j) Se debe documentar todas las verificaciones y aprobaciones de las etapas previamente detalladas.

5.8 PRODUCCIÓN DEL CONCRETO

5.8.1 La medida de los materiales para concreto producido en la obra con mezcladora pequeña, podrá efectuarse por volumen y deberá realizarse por medios que garanticen la obtención de las proporciones especificadas y el $f'cr$ definido en 5.3 y 5.4.

- 5.8.2** Todo concreto producido en la obra con mezcladora pequeña, debe mezclarse hasta que se logre una distribución uniforme de los materiales. La mezcladora debe descargarse completamente antes de volverla a cargar. La frecuencia de muestreo debe cumplir lo indicado en 5.6.2.1.a).
- 5.8.3** El concreto premezclado debe cumplir con todos los requisitos de la NTP 339.114:2016 o “*Standard Specification of Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing*” (ASTM C 685M.2017), que incluye los procesos de producción, mezclado, entrega y control de calidad.
- 5.8.5** El concreto preparado con planta en obra se debe mezclar de acuerdo con lo siguiente:
- El concreto deberá ser mezclado en una mezcladora capaz de lograr una combinación total de los materiales, formando una masa uniforme dentro del tiempo especificado y descargando el concreto sin segregación.
 - El mezclado debe hacerse en una mezcladora de un tipo aprobado.
 - La mezcladora debe hacerse girar a la velocidad recomendada por el fabricante.
 - El mezclado debe efectuarse por lo menos durante 90 segundos después de que todos los materiales estén dentro del tambor, a menos que se demuestre que un tiempo menor es satisfactorio mediante ensayos de uniformidad de mezclado, según la NTP 339.114:2016.
 - El manejo, la dosificación y el mezclado de los materiales deben cumplir con las disposiciones aplicables de la NTP 339.114:2016.
- 5.8.6** Se trate de concreto producido con mezcladora pequeña, con planta en obra, o suministrado por un proveedor de premezclado, el constructor debe llevar un registro detallado para identificar la trazabilidad, que incluya:
- Número de tandas de mezclado producidas o despachos de concreto premezclado recepcionadas, en cuyo caso la guía de remisión debe incluir toda la información establecida en la NTP 339.114:2016.
 - Dosificación del concreto producido o identificación del diseño de concreto premezclado suministrado.
 - Ubicación final del concreto en la estructura.
 - Hora y fecha del mezclado y de la colocación.
- 5.9 TRANSPORTE DEL CONCRETO**
- 5.9.1** El concreto debe ser transportado desde la mezcladora hasta el sitio final de colocación empleando métodos que eviten la segregación o la pérdida de material.
- 5.9.2** El equipo de transporte debe ser capaz de proporcionar un abastecimiento de concreto en el sitio de colocación sin segregación de los componentes y sin interrupciones que pudieran causar pérdidas de plasticidad entre capas sucesivas de colocación.
- 5.10 COLOCACIÓN Y COMPACTACIÓN DEL CONCRETO**
- 5.10.1** El concreto debe ser depositado lo más cerca posible de su ubicación final para evitar la segregación debida a su manipulación o desplazamiento.
- 5.10.2** La colocación debe efectuarse a una velocidad tal que el concreto conserve su estado plástico en todo momento y fluya fácilmente dentro de los espacios entre el refuerzo. El proceso de colocación deberá efectuarse en una operación continua o en capas de espesor tal que el concreto no sea depositado sobre otro que ya haya endurecido lo suficiente para originar la formación de juntas o planos de vaciado dentro de la sección.
- 5.10.3** No se debe colocar en la estructura el concreto que haya endurecido parcialmente o que se haya contaminado con materiales extraños.
- 5.10.4** No se debe utilizar concreto al que después de preparado se le adicione agua, ni que haya sido mezclado después de su fraguado inicial, a menos que sea aprobado por la Supervisión. En el caso del concreto premezclado el proveedor debe suministrar al constructor con anticipación al inicio de los suministros, los tiempos de fraguado inicial y final de las clases de concretos a ser despachados, así como las tasas de pérdida de trabajabilidad vs tiempo, para que planifique eficientemente las actividades de colocación, compactación y curado del concreto.
- 5.10.5** Una vez iniciada la colocación del concreto, ésta debe ser efectuada en una operación continua hasta que se termine el llenado del tramo o paño, definido por sus límites o juntas predeterminadas, de acuerdo con lo indicado en 6.4.

- 5.10.6** Cuando se necesiten juntas de construcción, éstas deben hacerse de acuerdo con 6.4.
- 5.10.6** Todo el concreto debe ser compactado cuidadosamente por medios adecuados durante la colocación y debe ser acomodado por completo alrededor del refuerzo y de los elementos embebidos y en las esquinas del encofrado. Los vibradores no deberán usarse para desplazar lateralmente el concreto en los encofrados.
- 5.10.7** Se deberá garantizar el correcto proceso de colocación y compactación del concreto para lograr su máxima densidad y homogeneidad, caso contrario la resistencia y durabilidad podrían no cumplir los requisitos especificados.
- 5.11** **PROTECCIÓN Y CURADO**
- 5.11.1** A menos que se empleen métodos de protección adecuados autorizados por la Supervisión, el concreto no deberá ser colocado durante lluvias, nevadas o granizadas. No se permitirá que el agua de lluvia incremente el agua de mezclado o dañe el acabado superficial del concreto.
- 5.11.2** La temperatura del concreto al ser colocado no deberá causar dificultades tales como pérdida rápida de asentamiento, incremento del potencial de fisuración por contracción plástica por secado, reducción del tiempo de fraguado inicial y final que dificulte su empleo en estado plástico, fraguado acelerado o juntas frías. La temperatura máxima de colocación del concreto será de 30°C, salvo que el Supervisor o autoridad competente apruebe una temperatura superior.
- 5.11.3** El cumplir con el límite máximo en la temperatura de colocación del concreto, no garantiza necesariamente la ausencia de fisuras por contracción plástica por secado si no se toman precauciones de protección (curado inmediato, toldos, pantallas contra viento, disminución de la temperatura de colocación del concreto, vaciados nocturnos) cuando se tienen tasas de evaporación superiores a 0.5 kg/m²/hora. Para estimar la tasa de evaporación, se recomienda el empleo de la fórmula incluida en 5.14.
- 5.11.4** Se podrá emplear una temperatura de colocación superior a 30°C previa aprobación del Supervisor o la autoridad competente, si el constructor sustenta documentadamente que no habrán efectos perjudiciales en el transporte, colocación, compactación y fisuración por contracción plástica por secado, derivados de la temperatura de colocación asumida, mediante las siguientes medidas:
- a) Empleo de aditivos plastificantes y/o retardadores, que demuestren documentadamente que el fraguado inicial y la tasa de pérdida de trabajabilidad del concreto, no afectarán el proceso de transporte, colocación y compactación del concreto.
 - b) Evaluación de la tasa de evaporación según la fórmula en 5.14, y adopción de protocolos de curado inmediato, uso de retardadores de evaporación, toldos, pantalla contra viento, disminución de la temperatura del concreto o vaciados nocturnos, que demuestren que se está previniendo la fisuración por contracción plástica por secado.
 - c) Monitoreo documentado del concreto vaciado, para comprobar la eficacia de las medidas adoptadas en el control del concreto en estado plástico y la fisuración.
- 5.11.4** La temperatura de los encofrados metálicos y el acero de refuerzo no deberá ser mayor de 50° C.
- 5.11.5** A menos que el curado se realice de acuerdo con 5.11.7, el concreto debe mantenerse a una temperatura por encima de 10° C y permanentemente húmedo por lo menos durante los primeros siete días después de la colocación (excepto para concreto de alta resistencia inicial) en caso contrario la resistencia y durabilidad podrían no cumplir con los requisitos especificados.
- 5.11.6** El concreto de alta resistencia inicial debe mantenerse por encima de 10° C y permanentemente húmedo por lo menos los tres primeros días, excepto cuando se cure de acuerdo con 5.11.7.
- 5.11.7** El curado por vía húmeda podrá ser sustituido por cualquier otro medio de curado, siempre que se demuestre que la resistencia a la compresión del concreto, en la etapa de carga considerada, sea por lo menos igual a la resistencia de diseño requerida en dicha etapa de carga. Así mismo, el procedimiento de curado debe ser tal que produzca un concreto con una durabilidad equivalente al menos a la que se obtendría efectuando el curado de acuerdo a 5.11.5 ó 5.11.6.

5.11.8 Curado acelerado

5.11.8.1 El curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, u otro proceso aceptado, puede emplearse para acelerar el desarrollo de resistencia y reducir el tiempo de curado.

5.11.8.2 El curado acelerado debe proporcionar una resistencia a la compresión del concreto, en la etapa de carga considerada, por lo menos igual a la resistencia de diseño requerida en dicha etapa de carga y produzca un concreto con una durabilidad equivalente al menos a la que se obtendría efectuando el curado de acuerdo a 5.11.5 ó 5.11.6.

5.11.9 Cuando lo requiera la Supervisión, deben realizarse ensayos complementarios de resistencia, de acuerdo con 5.6.4, para asegurar que el curado sea satisfactorio.

5.12 REQUISITOS PARA CLIMA FRÍO

5.12.1 Para los fines de esta Norma se considera como clima frío aquel en que durante el vaciado o la fase de curado o protección del concreto, el promedio de la temperatura ambiente en un periodo de tres días consecutivos es menor o igual de 5°C o menor o igual de 10°C en un periodo de doce horas. No aplica como clima frío cuando en un periodo de doce horas el promedio de la temperatura ambiente es mayor a 10°C.

5.12.2 Durante el proceso de colocación, se tomarán adicionalmente las siguientes precauciones:

- a) El concreto deberá fabricarse con aire incorporado, de acuerdo a lo especificado en el Capítulo 4.
- b) Deberá tenerse en obra equipo adecuado para calentar el agua y/o el agregado, así como para proteger el concreto cuando la temperatura ambiente esté por debajo de 5° C.
- c) En el caso de usar concretos de alta resistencia, el tiempo de protección no será menor de cuatro días.
- d) Todos los materiales integrantes del concreto, así como las barras de refuerzo, material de relleno y suelo con el cual el concreto ha de estar en contacto deberán estar libres de nieve, granizo y hielo.
- e) Los materiales congelados, así como aquellos que tienen hielo, no deberán ser empleados.

5.12.3 Cuando la temperatura del medio ambiente es menor de 5°C, la temperatura del concreto ya colocado deberá ser mantenida por encima de 10° C durante el período de curado.

5.12.4 Se tomarán precauciones para mantener al concreto dentro de la temperatura requerida sin que se produzcan daños debidos a la concentración de calor. No se utilizarán dispositivos de combustión durante las primeras veinticuatro horas, a menos que se tomen precauciones para evitar la exposición del concreto a gases que contengan bióxido de carbono.

5.13 REQUISITOS PARA CLIMA CÁLIDO

5.13.1 Para los fines de esta Norma se considera clima cálido cualquier combinación de alta temperatura ambiente, baja humedad relativa y alta velocidad del viento, que incremente significativamente la tasa de evaporación del concreto fresco, el riesgo de fisuración por contracción plástica por secado y la tasa de pérdida de trabajabilidad en el tiempo y reduzca el tiempo de fraguado inicial y final afectando su transporte, colocación, compactación y curado eficientes. Se analizarán las condiciones de clima cálido y su efecto en el concreto cuando la temperatura ambiente supere los 25°C, para lo cual se podrá estimar la tasa de evaporación de agua y el potencial de fisuración por contracción plástica por secado, empleando la fórmula incluida en 5.14.

5.13.2 Durante el proceso de colocación del concreto en condiciones de clima cálido, deberá darse adecuada atención a la temperatura de los componentes del concreto, así como a los procesos de producción, manejo, colocación, compactación, protección y curado a fin de prevenir en el concreto, temperaturas de colocación superiores a 30°C o a la autorizada por el Supervisor o la autoridad competente.

5.13.3 Durante el proceso de hidratación del cemento, la temperatura interna del concreto no deberá exceder de 75°C o la temperatura que establezca el profesional responsable para prevenir la formación de etringita diferida.

5.13.4 A fin de evitar altas temperaturas en el concreto, que puedan ocasionar pérdidas de asentamiento, fragua acelerada, fisuras por contracción plástica por secado o formación de

juntas frías, podrán enfriarse los ingredientes del concreto antes del mezclado (cemento, agua, agregados) o utilizar hielo, en forma de gránulos o escamas, como sustituto de parte del agua del mezclado, o nitrógeno líquido donde sea aplicable.

5.13.5 En condiciones de clima cálido se deberán tomar precauciones especiales en la prevención, protección y el curado para evitar la evaporación del agua de la mezcla y la fisuración tales como:

- a) Estimar la tasa de evaporación superficial previamente al vaciado para tomar medidas preventivas (Véase 5.14)
- b) Pantallas contra viento y toldos
- c) Bajar la temperatura de colocación del concreto
- d) Curado inmediato luego de terminadas las labores de acabado superficial
- e) Vaciado nocturno o en horario donde disminuye la temperatura ambiente y la de colocación del concreto
- f) Planificar y documentar detalladamente todas las labores inherentes a la producción, transporte, colocación y curado del concreto.

5.14 FÓRMULA PARA ESTIMAR LA TASA DE EVAPORACIÓN EN EL CONCRETO FRESCO

5.14.1 La tasa de evaporación del concreto fresco se puede estimar mediante la siguiente ecuación:

$$E = 5([T_c + 18]^{2.5} - r \cdot [T_a + 18]^{2.5})(V + 4) \times 10^{-6}$$

Donde:

E = Tasa de evaporación en kg/m²/hora

T_c = Temperatura del concreto en Grados Centígrados.

T_a = Temperatura ambiente en Grados Centígrados.

r = Humedad Relativa en porcentaje/100.

V = Velocidad del viento en km/hora.

5.14.2 Si $E \geq 0.5$ kg/m²/hora hay riesgo potencial de fisuración por contracción plástica por secado se recomienda estudiar la posibilidad de tomar las precauciones indicadas en 5.13.5.

Si $E \geq 1.0$ kg/m²/hora es muy probable que se producirá fisuración por contracción plástica por secado si no se toman las precauciones indicadas en 5.13.5.

Referencias:

- ACI 305.1M-14 "Specification for Hot Weather Concreting" Appendix A.
- ACI Materials Journal - Technical Paper No 95-M34 Julio - Agosto 1998 "Plastic Shrinkage Cracking and Evaporation Formulas". Paul J. Uno.

CAPÍTULO 6

ENCOFRADOS, TUBERÍAS EMBEBIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

6.1 DISEÑO DE ENCOFRADOS

- 6.1.1** La fabricación e instalación de los encofrados deberá permitir obtener una estructura que cumpla con la forma, los niveles, los alineamientos y las dimensiones de los elementos según lo indicado en los planos de diseño y en las especificaciones.
- 6.1.2** Los encofrados deben ser herméticos para impedir la fuga del mortero.
- 6.1.3** Los encofrados deben estar adecuadamente arriostrados o amarrados entre sí, de tal manera que conserven su posición y forma.
- 6.1.4** Los encofrados y sus apoyos deben diseñarse de tal manera que no dañen a las estructuras previamente construidas.
- 6.1.5** El diseño de los encofrados debe tomar en cuenta los siguientes factores:
- (a) La velocidad y los métodos de colocación del concreto.
 - (b) Todas las cargas de construcción, verticales y horizontales, incluyendo las de impacto.
 - (c) Evitar el daño a la estructura previamente construida.
 - (d) Los miembros compuestos que requieren apuntalamiento.
 - (e) Los requisitos de los encofrados especiales necesarios para la construcción de cáscaras, losas plegadas, domos, concreto arquitectónico u otros.
- 6.1.6** Los encofrados para elementos de concreto preesforzado deben estar diseñados y construidos de tal manera que permitan los movimientos del elemento sin causarle daños durante la aplicación de la fuerza de preesforzado.

6.2 REMOCIÓN DE ENCOFRADOS, PUNTALES Y REAPUNTALAMIENTO

6.2.1 Desencofrado

Los encofrados deben retirarse de tal manera que no se afecte negativamente la seguridad o condiciones de servicio de la estructura. El concreto desencofrado debe tener suficiente resistencia para no ser dañado por las operaciones de desencofrado.

Para determinar el tiempo de desencofrado deben considerarse todas las cargas de construcción y las posibles deflexiones que estas ocasionen. Debe considerarse que las cargas de construcción pueden ser tan altas como las cargas vivas de diseño y que, a edades tempranas, una estructura de concreto aunque puede ser capaz de resistir las cargas aplicadas puede deformarse lo suficiente como para causar un daño permanente en la estructura.

6.2.2 Retiro de puntales y reapuntalamiento

Los requisitos de 6.2.2.1 a 6.2.2.3 se deben cumplir en la construcción de vigas y losas excepto cuando se construyan apoyadas sobre el terreno.

- 6.2.2.1** Con anterioridad al inicio de la construcción, el constructor debe definir un procedimiento y una programación para la remoción de los apuntalamientos, para la instalación de los reapuntalamientos y para calcular las cargas transferidas a la estructura durante el proceso. Debe considerarse lo siguiente:
- a) El análisis estructural y los datos sobre resistencia del concreto empleados en la planificación e implementación del desencofrado y retiro de apuntalamientos deben ser entregados por el constructor a la supervisión cuando ésta lo requiera;
 - b) Solamente cuando la estructura, en su estado de avance, en conjunto con los encofrados y apuntalamientos aún existentes tengan suficiente resistencia para soportar de manera segura su propio peso y las cargas colocadas sobre ella, podrán apoyarse cargas de construcción sobre ella o desencofrarse cualquier porción de la estructura.
 - c) La demostración de que la resistencia es adecuada debe basarse en un análisis estructural que tenga en cuenta las cargas propuestas, la resistencia del sistema de encofrado y la resistencia del concreto. La resistencia del concreto en sitio debe estar basada en ensayos de probetas curadas en obra o, cuando lo apruebe la supervisión, en otros procedimientos para evaluar la resistencia del concreto.

- 6.2.2.2** No se deben aplicar, a la estructura sin apuntalamiento, cargas de construcción que excedan la suma de las cargas muertas y vivas utilizadas en el diseño, a menos que por medio de un análisis estructural se demuestre que existe resistencia suficiente para soportar estas cargas adicionales.
- 6.2.2.3** Los encofrados para elementos de concreto preesforzado no deben ser removidos hasta que se haya aplicado suficiente preesfuerzo para permitir que el elemento soporte su propio peso y las cargas de construcción previstas.
- 6.3 TUBERÍAS Y DUCTOS EMBEBIDOS EN EL CONCRETO**
- 6.3.1** Se permite, previa aprobación de la supervisión, embeber en el concreto tuberías, ductos e insertos de cualquier material que no sea perjudicial para el concreto y que esté dentro de las limitaciones de 6.3, siempre y cuando se considere que ellos no reemplazan estructuralmente al concreto desplazado, excepto en lo previsto en 6.3.6.
- 6.3.2** No deben dejarse embebidos en el concreto estructural, tuberías y ductos de aluminio, a menos que se recubran o se pinten adecuadamente para evitar la reacción concreto-aluminio, o la acción electrofísica entre el aluminio y el acero.
- 6.3.3** Los ductos, tuberías e insertos que pasen a través de losas, muros o vigas, no deben debilitar significativamente la resistencia de la estructura ni la protección del refuerzo contra el fuego y la corrosión.
- 6.3.4** Los ductos y tuberías, junto con sus conexiones, embebidas en una columna, no deben ocupar más del 4% del área de la sección transversal que se empleó para calcular su resistencia, o de la requerida para la protección contra el fuego.
- 6.3.5** Excepto cuando los planos de los ductos y tuberías hayan sido aprobados por el profesional responsable del diseño estructural, las tuberías y ductos embebidos en una losa, muro o viga (diferentes de los que sólo pasan a través de estos elementos) deben satisfacer lo siguiente:
- No deben tener dimensiones exteriores mayores que un tercio del espesor total de la losa, muro o viga, donde estén embebidos.
 - No deben estar espaciados a menos de tres veces su diámetro o ancho medido de centro a centro.
 - No deben afectar significativamente la resistencia del elemento.
- 6.3.6** Se puede considerar que los ductos, tuberías e insertos sustituyen estructuralmente en compresión al concreto desplazado si cumplen con lo siguiente:
- No estén expuestos a la corrosión o a otra causa de deterioro.
 - Sean de acero o hierro sin revestimiento o galvanizado, de espesor no menor que el del tubo de acero calibre estándar número 40 (*Schedule 40*).
 - Tengan un diámetro interior nominal no superior a 50 mm y estén separados no menos de tres diámetros medidos centro a centro.
- 6.3.7** Las tuberías y sus conexiones deben diseñarse para resistir los efectos del fluido, la presión y la temperatura a las cuales van a estar sometidas.
- 6.3.8** Ningún líquido, gas o vapor (excepto el agua cuya temperatura y presión no excedan de 32° C ni de 0.35 MPa respectivamente) debe circular o colocarse en las tuberías hasta que el concreto haya alcanzado su resistencia de diseño.
- 6.3.9** En losas macizas, las tuberías deben colocarse entre las capas de refuerzo superior e inferior, a menos que se requieran para irradiar calor o fundir nieve.
- 6.3.10** El recubrimiento de concreto para las tuberías, conductos, y sus conexiones no debe ser menor de 40 mm en superficies de concreto expuestas a la intemperie o en contacto con el suelo, ni menor de 20 mm en aquellas que no estén directamente en contacto con el suelo o expuestas a la intemperie.
- 6.3.11** Debe colocarse refuerzo en la dirección normal a la tubería, con un área no menor de 0,002 veces el área de la sección de concreto. Este refuerzo debe estar adecuadamente anclado en ambos lados de la tubería.
- 6.3.12** Las tuberías y ductos deben fabricarse e instalarse de tal forma que no se requiera cortar, doblar o desplazar el refuerzo de su posición apropiada.

6.4 JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

- 6.4.1** Es importante, para la integridad de la estructura, que todas las juntas de construcción estén cuidadosamente definidas en los documentos de construcción y que se construyan según lo especificado. Cualquier variación debe ser aprobada por la supervisión.
- 6.4.2** La superficie del concreto en las juntas de construcción debe limpiarse y debe estar libre de lechada. Inmediatamente antes de iniciar una nueva etapa de colocación del concreto, las juntas de construcción deben humedecerse y debe eliminarse el agua empozada.
- 6.4.3** Las juntas de construcción deben hacerse y ubicarse de manera que no perjudiquen la resistencia de la estructura. Deben tomarse las medidas apropiadas para la transferencia completa de cortante y de otras fuerzas a través de las juntas de construcción (véase 11.7.9).
- 6.4.4** Salvo para preesforzado, las juntas de construcción en los pisos y techos deben estar ubicadas dentro del tercio central del vano de las losas, vigas y vigas principales, salvo que el profesional responsable del diseño estructural apruebe una ubicación distinta y especifique los refuerzos adicionales necesarios.
- 6.4.5** Las juntas de construcción en las vigas principales deben desplazarse a una distancia mínima de dos veces el ancho de las vigas que las intersequen, medida desde la cara de la viga que la interseca.
- 6.4.6** Las vigas y las losas apoyadas sobre columnas o muros no deben vaciarse hasta que el concreto del apoyo vertical haya endurecido hasta el punto que haya dejado de ser plástico. La espera en la colocación del concreto de los elementos apoyados en columnas y muros es necesaria para prevenir el agrietamiento en la interfase entre el elemento de apoyo y el elemento que se apoya, causado por la exudación y asentamiento plástico del concreto en el elemento de apoyo.
- En los sistemas de encofrados basados en vaciados continuos de muros y losas, esta disposición podrá obviarse, si la experiencia acumulada en el uso de estos sistemas demuestra que no se suscita este problema.
- 6.4.7** Las vigas, capiteles de columnas y ábacos de losas, deben considerarse como parte del sistema de losas y deben construirse monolíticamente con las mismas, a menos que en los planos se indique otra cosa.

CAPÍTULO 7 DETALLES DEL REFUERZO

7.1 GANCHOS ESTÁNDAR

El término gancho estándar se emplea en esta Norma con uno de los siguientes significados:

- 7.1.1 Un doblado de 180° más una extensión de 4 *db*, pero no menor de 65 mm hasta el extremo libre de la barra.
- 7.1.2 Un doblado de 90° más una extensión de 12 *db* hasta el extremo libre de la barra.
- 7.1.3 Para ganchos de estribos y ganchos de grapas suplementarias:
 - (a) Para barras de 5/8" y menores, un doblado de 90° más una extensión de 6 *db* al extremo libre de la barra; o
 - (b) Para barras desde 3/4" hasta 1" inclusive, un doblado de 90° más una extensión de 12 *db* al extremo libre de la barra; o
 - (c) Para barras de 1" y menores, un doblado de 135° más una extensión de 6 *db* al extremo libre de la barra.
- 7.1.4 Los ganchos de los estribos y grapas suplementarias para elementos con responsabilidad sísmica se definen en 21.1.

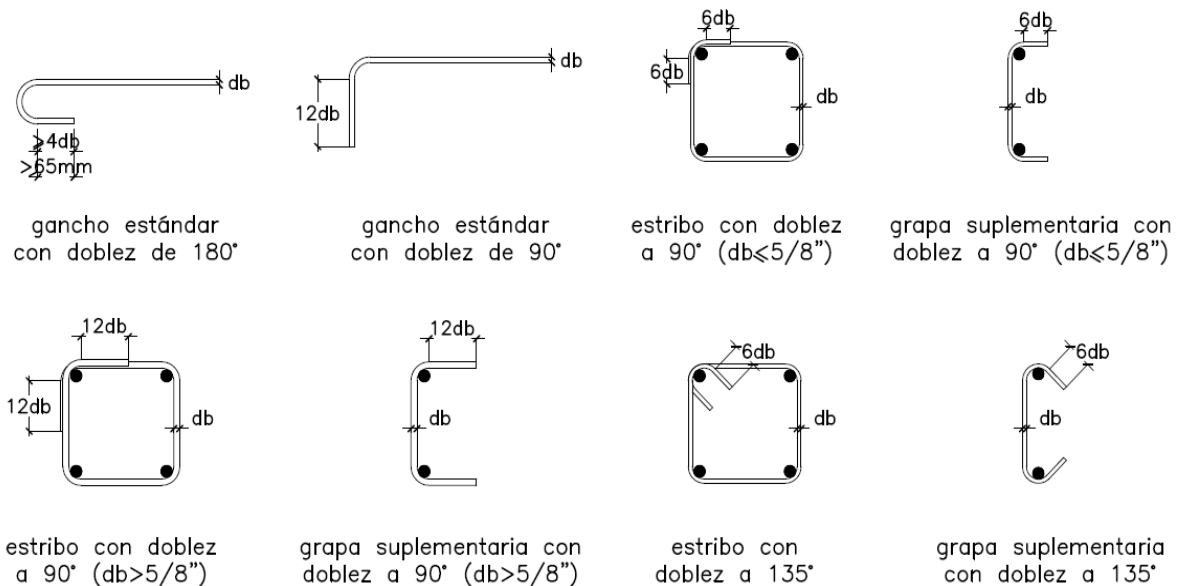


Fig. 7.1 Ganchos de barras longitudinales, estribos y grapas suplementarias.
(Para elementos con responsabilidad sísmica véase 21.1)

7.2 DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLADO

- 7.2.1 El diámetro de doblado, medido en la cara interior de la barra, excepto para estribos de diámetros desde 1/4" hasta 5/8", no debe ser menor que lo indicado en la Tabla 7.1.
- 7.2.2 El diámetro interior de doblado para estribos no debe ser menor que 4 *db* para barras de 5/8" y menores. Para barras mayores que 5/8", el diámetro de doblado debe cumplir con lo estipulado en la Tabla 7.1.
- 7.2.3 El diámetro interior de doblado en refuerzo electrosoldado de alambre (corrugado o liso) para estribos no debe ser menor que 4 *db* para alambre corrugado de diámetro mayor a 7 mm y 2 *db* para diámetros menores. Ningún doblado con diámetro interior menor de 8 *db* debe estar a menos de 4 *db* de la intersección soldada más cercana.

TABLA 7.1 DIÁMETROS INTERIORES MÍNIMOS DE DOBLADO

Diámetro de las barras	Diámetro mínimo de doblado
1/4" a 1"	6 <i>db</i>
1 1/8" a 1 3/8"	8 <i>db</i>
1 11/16" a 2 1/4"	10 <i>db</i>

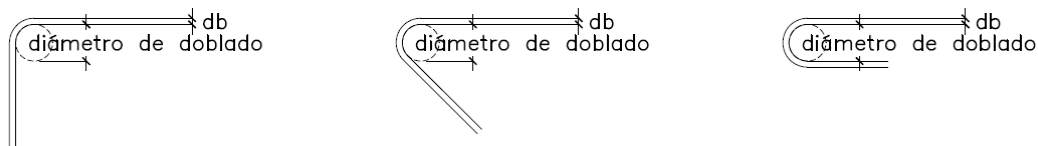


Fig. 7.2 Diámetros interiores mínimos de doblado de barras.

7.3 DOBLADO

7.3.1 Todo el refuerzo deberá doblarse en frío, a menos que el Ingeniero Proyectista permita hacerlo de otra manera.

7.3.2 Ningún refuerzo parcialmente embebido en el concreto puede ser doblado en la obra, excepto cuando así se indique en los planos de diseño o lo permita el Ingeniero Proyectista.

7.4 CONDICIONES DE LA SUPERFICIE DEL REFUERZO

7.4.1 En el momento que es colocado el concreto, el refuerzo debe estar libre de polvo, aceite u otros recubrimientos no metálicos que reduzcan la adherencia. Se permiten los recubrimientos epóxicos de barras o las barras galvanizadas que cumplan con las normas citadas en 3.5.3.

7.4.2 Excepto el acero de preesforzado, el refuerzo con óxido, escamas o una combinación de ambos, debe considerarse aceptable si las dimensiones mínimas (incluyendo la altura de los resaltes del corrugado) y el peso de una muestra limpiada manualmente utilizando un cepillo de alambre de acero, cumple con las normas aplicables indicadas en 3.5.

7.4.3 El acero de preesforzado debe estar limpio y libre de óxido excesivo, aceite, suciedad, escamas y picaduras. Es admisible una ligera oxidación.

7.5 COLOCACIÓN DEL REFUERZO

7.5.1 El refuerzo, incluyendo los tendones y los ductos de preesforzado, debe colocarse con precisión y estar adecuadamente asegurado antes de colocar el concreto. Debe fijarse para evitar su desplazamiento dentro de las tolerancias aceptables dadas en 7.5.2.

7.5.2 A menos que el Ingeniero Proyectista especifique otros valores, el refuerzo, incluyendo los tendones y ductos de preesforzado, debe colocarse en las posiciones especificadas, dentro de las tolerancias indicadas en 7.5.2.1 y 7.5.2.2.

7.5.2.1 La tolerancia para el peralte efectivo d y para el recubrimiento mínimo de concreto en elementos sometidos a flexión, muros y elementos sometidos a compresión debe ser la siguiente:

	Tolerancia en d	Tolerancia en el recubrimiento mínimo de concreto
$d \leq 200$ mm	± 10 mm	-10 mm
$d > 200$ mm	± 13 mm	-13 mm

Excepto que la tolerancia para la distancia libre al fondo de los encofrados debe ser -6 mm como máximo y la tolerancia para el recubrimiento no debe exceder -1/3 del recubrimiento mínimo de concreto requerido en los planos de diseño y especificaciones.

7.5.2.2 La tolerancia para la ubicación longitudinal de los dobleces y extremos del refuerzo debe ser de ± 50 mm, excepto en los extremos discontinuos de las ménsulas o cartelas donde la tolerancia debe ser ± 13 mm y en los extremos discontinuos de otros elementos donde la tolerancia debe ser ± 25 mm. La tolerancia para el recubrimiento mínimo de concreto de 7.5.2.1 también se aplica a los extremos discontinuos de los elementos.

7.5.3 El refuerzo electrosoldado de alambre (fabricado con alambre cuyo diámetro no sea mayor a 6 mm) utilizado en losas con luces no mayores de 3 m se puede doblar desde un punto situado cerca de la cara superior sobre el apoyo, hasta otro punto localizado cerca de la cara inferior en el centro del vano, siempre y cuando este refuerzo sea continuo sobre el apoyo o esté debidamente anclado en él.

7.5.4 Para el ensamblado de las armaduras no se permite soldar las barras que se intercepten con el fin de sujetar el refuerzo, a menos que lo autorice el Ingeniero Proyectista.

7.6 LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO

7.6.1 La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser db , pero no menor de 25 mm. Véase también 3.3.2.

7.6.2 Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm. Véase también 3.3.2.

7.6.3 En elementos a compresión reforzados transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $1,5 db$ ni de 40 mm. Véase también 3.3.2.

7.6.4 La limitación de distancia libre entre barras también se debe aplicar a la distancia libre entre un empalme por traslape y los otros empalmes o barras adyacentes.

7.6.5 En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal de flexión no debe ser mayor de tres veces el espesor de la losa o del muro, ni mayor de 400 mm.

7.6.6 Paquetes de barras

7.6.6.1 Los grupos de barras paralelas dispuestas en un paquete para trabajar como una unidad, deben limitarse a un máximo de cuatro barras por cada paquete.

7.6.6.2 Los paquetes de tres o cuatro barras deben alojarse dentro de las esquinas de los estribos.

7.6.6.3 El diámetro máximo de las barras agrupadas en paquetes será de $1 \frac{3}{8}$ ".

7.6.6.4 En elementos sometidos a flexión, cada una de las barras de un paquete que se corta dentro del tramo debe terminarse en lugares diferentes separados al menos $40 db$.

7.6.6.5 Cuando las limitaciones de espaciamiento y recubrimiento mínimo del concreto se basan en el diámetro de las barras (db), un paquete de barras debe considerarse como una sola barra de diámetro equivalente correspondiente a la suma de las áreas de las barras del paquete.

7.6.7 Tendones y ductos de postensado

7.6.7.1 El espaciamiento entre centros de los tendones de preesforzado en cada extremo de un elemento no debe ser menor que $4 db$ para torones (*strands*) o de $5 db$ para alambres. Cuando la resistencia del concreto a la compresión especificada al momento de la transferencia del preesfuerzo, f'_{ci} , es de 28 MPa o más, el espaciamiento mínimo, medido centro a centro, de los torones debe ser 45 mm para torones de 13 mm de diámetro nominal o menores, y de 50 mm para torones de 15 mm de diámetro nominal. Véase también 3.3.2. Se permite un espaciamiento menor o agrupar tendones en el sector central del tramo.

7.6.7.2 Se permite agrupar los ductos de postensado si se demuestra que el concreto puede colocarse satisfactoriamente y se toman medidas para evitar que el acero de preesforzado, al tensar los tendones, rompa el concreto entre los ductos.

7.7 RECUBRIMIENTO DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

7.7.1 Concreto construido en sitio - no preesforzado

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo, excepto cuando se requieran recubrimientos mayores según 7.7.5 ó 7.7.6.

- | | |
|--|---------------------------------|
| a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él | 75 mm |
| b) Concreto en contacto permanente con el suelo o la intemperie: | |
| Barras de $\frac{3}{4}$ " y mayores | 50 mm |
| Barras de $\frac{5}{8}$ " y menores, mallas electrosoldadas | 40 mm |
| c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo: | |
| - Losas, muros, viguetas: | |
| Barras de $1 \frac{3}{8}$ " y menores | 20 mm (pero no menor que db) |
| Barras mayores de $1 \frac{3}{8}$ " | 40 mm (pero no menor que db) |
| - Vigas y columnas: | |
| Armadura principal, estribos y espirales | 40 mm |
| - Cáscaras y losas plegadas: Véase 19.4. | |

7.7.2 Concreto construido en sitio - preesforzado

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo preesforzado y no preesforzado, a los ductos de postensado y accesorios de los extremos, excepto cuando se requieran recubrimientos mayores según 7.7.5 ó 7.7.6.

a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él	75 mm
b) Concreto en contacto permanente con el suelo o a la intemperie:	
- Paneles de muros, losas y viguetas	25 mm
- Otros elementos	40 mm
c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:	
- Paneles de muros, losas y viguetas	20 mm
- Vigas y columnas:	
Refuerzo principal	40 mm
Estribos y espirales	25 mm
- Cáscaras y losas plegadas: Véase 19.4.	

7.7.3 Concreto prefabricado - fabricado bajo condiciones de control de planta

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo preesforzado y no preesforzado, a los ductos y accesorios de los extremos, excepto cuando se requieran recubrimientos mayores según 7.7.5 ó 7.7.6.

a) Concreto expuesto al suelo o a la intemperie:	
- Paneles de muros:	
Tendones de preesforzado mayores de 40 mm	40 mm
Barras de 1 3/8" y menores	20 mm
Barras mayores de 1 3/8"	40 mm
Tendones de preesforzado de 40 mm de diámetro y menores	20 mm
Mallas electrosoldadas	20 mm
- Otros elementos:	
Tendones de preesforzado mayores de 40 mm de diámetro	50 mm
Barras de 3/4" a 1 3/8"	40 mm
Barras mayores de 1 3/8"	50 mm
Tendones preesforzado mayores de 16 mm hasta 40 mm de diámetro	40 mm
Barras de 5/8" y menores	30 mm
Tendones de preesforzado de 16 mm de diámetro y menores	30 mm
Mallas electrosoldadas	30 mm
b) Concreto no expuesto a la acción de la intemperie ni en contacto con el suelo:	
- Losas, muros y viguetas:	
Tendones de preesforzado mayores de 40 mm de diámetro	30 mm
Tendones de preesforzado de 40 mm de diámetro y menores	20 mm
Barras de 1 3/8" y menores	16 mm
Barras mayores de 1 3/8"	30 mm
Mallas electrosoldadas	16 mm
- Vigas, columnas:	
Refuerzo principal <i>db</i> , no menor de 16 mm sin necesidad de exceder de 40 mm	
Estribos y espirales	10 mm
- Cáscaras y losas plegadas: Véase 19.4	

7.7.4 Paquetes de barras

El recubrimiento mínimo para los paquetes de barras no debe ser menor que el diámetro equivalente del paquete, pero no necesita ser mayor de 50 mm, excepto para concreto construido contra el suelo y permanentemente expuesto a él, caso en el cual el recubrimiento mínimo debe ser de 75 mm.

7.7.5 Ambientes corrosivos

7.7.5.1 En ambientes corrosivos u otras condiciones severas de exposición, debe aumentarse adecuadamente el espesor del recubrimiento de concreto y debe tomarse en consideración su densidad y porosidad o debe disponerse de otro tipo de protección.

7.7.5.2 Para elementos de concreto preesforzado expuestos a medios corrosivos o a otras condiciones severas de exposición, y que se encuentran clasificadas como Clase T en el Capítulo 18, el recubrimiento mínimo para el refuerzo preesforzado, especificado en 7.7.2 ó 7.7.3, deberá incrementarse en 50%. Este requisito puede obviarse si la zona precomprimida de tracción no se encuentra en tracción bajo la acción de las cargas permanentes.

7.7.6 Protección contra el fuego

Si el Reglamento Nacional de Edificaciones, especifica un espesor del recubrimiento para protección del refuerzo contra el fuego, mayor que el recubrimiento de concreto especificado en 7.7.1 a 7.7.5, debe especificarse ese mayor espesor.

7.7.7 Ampliaciones futuras

El refuerzo expuesto, los insertos y las platinas que se pretendan unir a ampliaciones futuras deben protegerse adecuadamente contra la corrosión.

7.7.8 Pernos con cabeza para refuerzo de cortante

El recubrimiento especificado de concreto para las cabezas y la base común, no debe ser menor que el requerido para el refuerzo en el tipo de elemento en el que se colocarán los pernos soldados con cabeza.

7.8 DETALLES ESPECIALES DEL REFUERZO PARA COLUMNAS

7.8.1 Barras dobladas por cambio de sección

Las barras longitudinales dobladas debido a un cambio de sección deben cumplir con lo siguiente:

7.8.1.1 La pendiente de la parte inclinada de una barra de este tipo no debe exceder de 1 a 6 con respecto al eje de la columna.

7.8.1.2 Las partes de la barra que estén por encima y por debajo de la zona del doblez deben ser paralelas al eje de la columna.

7.8.1.3 Debe proporcionarse soporte horizontal adecuado a la barra doblada por cambio de sección por medio de estribos transversales, espirales, o porciones del sistema de entrepiso. El soporte horizontal debe diseñarse para resistir 1,5 veces la componente horizontal de la fuerza calculada en la porción inclinada de la barra doblada. Los estribos transversales o espirales, en caso de utilizarse, se deben colocar a una distancia no mayor de 150 mm de los puntos de doblado.

7.8.1.4 Las barras se deben doblar antes de su colocación en el encofrado. Véase 7.3.

7.8.1.5 Cuando la cara de una columna está desalineada 75 mm o más por cambio de sección, las barras longitudinales no se deben doblar. Se deben proporcionar espigas (*dowels*) empalmados por traslape con las barras longitudinales adyacentes a las caras desalineadas de la columna. Los empalmes por traslape deben cumplir con lo especificado en 12.18.

7.8.2 Núcleos de acero

La transmisión de cargas en los núcleos de acero estructural de elementos compuestos sometidos a compresión debe ser proporcionada de acuerdo con lo siguiente:

7.8.2.1 Los extremos de los núcleos de acero estructural deben terminarse con precisión para poner en contacto los apoyos en los extremos y deben tomarse medidas adecuadas para alinear un núcleo con respecto al otro en contacto concéntrico.

7.8.2.2 La capacidad de transferencia de carga por apoyo de contacto en los empalmes de los extremos se debe considerar como máximo igual a un 50% del esfuerzo total de compresión en el núcleo de acero.

7.8.2.3 La transmisión de esfuerzos entre la base de la columna y la zapata debe diseñarse de acuerdo con lo especificado en 15.8.

7.8.2.4 La base de la sección de acero estructural debe diseñarse de manera que transmita la carga total de todo el elemento compuesto a la zapata. Alternativamente, la base se puede diseñar para que transmita únicamente la carga del núcleo de acero, siempre y cuando se disponga de una amplia sección de concreto capaz de transferir a la zapata la porción de la carga total soportada por la sección de concreto reforzado, por medio de compresión en el concreto y por refuerzo de acero.

7.9 CONEXIONES

7.9.1 En las conexiones de las columnas y las vigas de pórticos debe disponerse de confinamiento para los empalmes del refuerzo que continúa y para el anclaje del refuerzo que termina en tales conexiones.

7.9.2 El confinamiento en las conexiones debe consistir en estribos cerrados o espirales.

7.10 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN

7.10.1 El refuerzo transversal de elementos a compresión debe cumplir con las disposiciones de 7.10.4 ó 7.10.5. Cuando se requiere refuerzo por cortante o por torsión, este debe cumplir también con las disposiciones del Capítulo 11.

7.10.2 El refuerzo transversal de elementos compuestos sometidos a compresión debe cumplir con lo establecido en 10.13. El refuerzo transversal para los tendones de preesfuerzo debe cumplir con los requisitos del Capítulo 18.

7.10.3 Los requisitos para el refuerzo transversal de 7.10, 10.13 y del Capítulo 18 pueden ser omitidos cuando los ensayos y el análisis estructural muestren una adecuada resistencia y factibilidad de construcción.

7.10.4 Espirales

El refuerzo en espiral para elementos a compresión debe cumplir con 10.9.3 y con lo siguiente:

7.10.4.1 Las espirales deben consistir en barras o alambres continuos espaciados uniformemente, con un tamaño y disposición que permitan su manejo y colocación sin distorsión de las dimensiones de diseño.

7.10.4.2 Para elementos construidos en obra, el diámetro de las barras utilizadas en espirales no debe ser menor de 8 mm para barras longitudinales de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de más de 5/8" hasta 1" y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro

7.10.4.3 El espaciamiento libre entre las hélices de la espiral no debe exceder de 75 mm ni ser menor de 25 mm. Véase también 3.3.2.

7.10.4.4 El anclaje de la espiral debe consistir en 1,5 vueltas adicionales de la barra o alambre en cada extremo de la espiral.

7.10.4.5 El refuerzo en espiral debe empalmarse, si se requiere, por alguno de los siguientes métodos:

A) Empalme por traslape no menor que 300 mm ni menor a lo indicado a continuación:

A1) Barras o alambres corrugados sin recubrimiento y barras corrugadas con recubrimiento de zinc (galvanizada) 48 db

A2) Barras o alambres corrugados recubiertos con epóxico o dual (epóxico y zinc) 72 db

A3) Barras o alambres corrugados sin recubrimiento o con recubrimiento de zinc, barras corrugadas recubiertas con epóxico o recubrimiento dual con un gancho estándar de estribo a 135° según 7.1.3 ó 7.1.4 en los extremos del empalme por traslape (los ganchos deben estar embebidos en el núcleo confinado por la espiral y deben abrazar a una barra longitudinal) 48 db

A4) Barras o alambres lisos sin recubrimiento y barras lisas galvanizadas con un gancho estándar de estribo a 135° según 7.1.3 ó 7.1.4 en los extremos del empalme por traslape (los ganchos deben estar embebidos en el núcleo confinado por la espiral y deben abrazar a una barra longitudinal) 48 db

B) Empalme mecánico o soldado de acuerdo con 12.15.3, 21.3.4, 21.3.5.

7.10.4.6 Para columnas con responsabilidad sísmica se utilizarán los empalmes A3) ó B)

- 7.10.4.7 Las espirales deben anclarse mediante tres vueltas completas dentro de la zapata y extenderse desde la parte superior de la zapata o losa en cualquier nivel, hasta la altura del refuerzo horizontal más bajo del elemento soportado.
- 7.10.4.8 Cuando no existan vigas o ménsulas en todos los lados de una columna, deben colocarse estribos por encima de la terminación de la espiral hasta la parte inferior de la losa o ábaco.
- 7.10.4.9 En columnas con capitel, la espiral debe extenderse hasta un nivel en el cual el diámetro o ancho del capitel sea dos veces el de la columna.
- 7.10.4.10 Las espirales deben mantenerse firmemente colocadas y bien alineadas.

7.10.5 Estribos

Los estribos para elementos sometidos a compresión deben cumplir con lo siguiente:

- 7.10.5.1 Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos 8 mm para barras de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de más de 5/8" hasta 1" y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. Se permite el uso de alambre corrugado o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.
- 7.10.5.2 El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder de:
 - a) 16 veces el diámetro de las barras longitudinales
 - b) 48 veces el diámetro de la barra o alambre de los estribos
 - c) la menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión
 - d) 300 mm
- 7.10.5.3 Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y cada barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135° y ninguna barra longitudinal esté separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente.

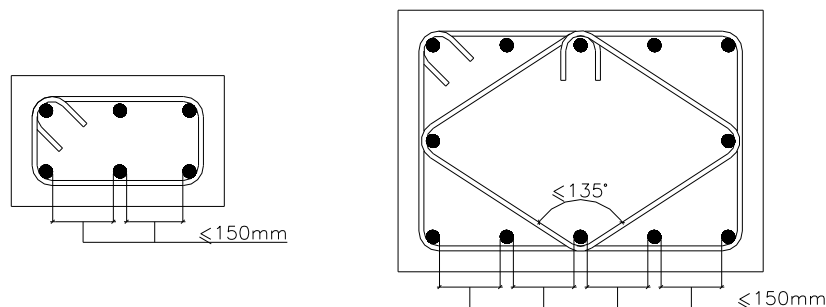


Fig. 7.10.5.3 Separación máxima de barras sin apoyo lateral.

- 7.10.5.4 Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo. Los extremos del estribo circular deben traslaparse al menos 150 mm y terminar con ganchos a 135° según 7.1.3 ó 7.1.4 que abracen una barra longitudinal de la columna. Los traslapes en los extremos de los estribos circulares adyacentes se deben escalonar a lo largo del perímetro encerrado por las barras longitudinales.
- 7.10.5.5 La distancia vertical entre el primer estribo y la parte superior de la zapata, viga o losa no debe ser mayor a la mitad del espaciamiento entre estribos. La distancia vertical entre el último estribo y el refuerzo horizontal más bajo de la viga, ábaco o losa superior no debe ser mayor a la mitad del espaciamiento entre estribos.
- 7.10.5.6 Cuando concurren vigas o ménsulas en las cuatro caras de una columna, se permite colocar el último estribo a no más de 75 mm debajo del refuerzo más bajo de la viga o ménsula de menor altura.
- 7.10.5.7 Cuando se coloquen pernos de anclaje en los extremos de las columnas o pedestales, los pernos deben estar circundados por refuerzo lateral que también rodee al menos cuatro barras verticales de la columna o pedestal. El refuerzo transversal debe distribuirse dentro de 125 mm medidos desde el parte superior de la columna o pedestal y debe consistir en al menos dos barras de 1/2" o tres barras de 3/8".

7.11 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS A FLEXIÓN

7.11.1 El refuerzo en compresión en vigas debe confinarse con estribos que cumplan las limitaciones de tamaño y espaciamiento de 7.10.5 o bien con un refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente. Los estribos deben colocarse a lo largo de toda la distancia donde se requiera refuerzo en compresión.

7.11.2 El refuerzo transversal para elementos de pórticos sometidos a esfuerzos de torsión o a esfuerzos reversibles de flexión en los apoyos debe consistir en estribos cerrados o espirales colocados alrededor del refuerzo de flexión.

7.11.3 Los estribos cerrados se deben formar de una sola pieza con sus ganchos extremos colocados superpuestos abrazando la misma barra longitudinal, o se deben formar de una o dos piezas unidas mediante un empalme por traslape Clase B (longitud de traslape de $1,3\ell_d$) o anclándolas de acuerdo con 12.14.

7.12 REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA (Cambios Volumétricos)

Este refuerzo deberá disponerse de acuerdo a lo indicado en 9.7.

7.13 REQUISITOS PARA LA INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

La integridad total de una estructura se puede mejorar significativamente introduciendo algunos detalles adicionales en el refuerzo. La intención de 7.13 es mejorar la redundancia y la ductilidad en las estructuras, de modo que, en el caso de daño en un elemento estructural o de una carga anormal, el daño resultante en la estructura pueda limitarse a un área relativamente pequeña y como consecuencia, la estructura tenga una mayor posibilidad de mantener la estabilidad global.

7.13.1 El detallado del refuerzo y conexiones, debe ser tal que los elementos de la estructura queden eficazmente unidos entre sí para garantizar la integridad de toda la estructura.

7.13.2 Para estructuras construidas en obra, los siguientes requisitos deben constituir los mínimos exigibles:

7.13.2.1 En la construcción de viguetas, al menos una barra de la parte inferior debe ser continua o debe empalmarse por traslape con un empalme por traslape de tracción Clase B o un empalme mecánico o soldado que cumpla con 12.15.3 y debe terminar con un gancho estándar en los apoyos no continuos.

7.13.2.2 Las vigas del perímetro de la estructura deben tener un refuerzo corrido consistente en:

(a) Al menos un sexto del refuerzo de tracción requerido para momento negativo en el apoyo, compuesto por un mínimo de dos barras.

(b) Al menos un cuarto del refuerzo de tracción para momento positivo requerido en la mitad del tramo, compuesto por un mínimo de dos barras. .

(c) En los apoyos no continuos el refuerzo longitudinal debe terminar con un gancho.

El refuerzo longitudinal de las vigas del perímetro debe estar confinado por estribos con ganchos a 135° . Véase 7.1.3.c. No es necesario continuar los estribos a través del nudo.

7.13.2.3 Cuando se requieran empalmes por traslape para proporcionar la continuidad necesaria, el refuerzo superior debe ser empalmado por traslape cerca de o en la mitad del tramo y el refuerzo inferior debe ser empalmado por traslape cerca del apoyo o en él. Los empalmes por traslape deben ser empalmes de tracción Clase B, o empalmes mecánicos o soldados que satisfagan los requisitos de 12.15.3.

7.13.2.4 En vigas distintas a las del perímetro, al menos un cuarto del refuerzo para momento positivo requerido en la mitad del tramo, compuesto por un mínimo de dos barras, debe ser continuo o debe empalmarse por traslape sobre o cerca del apoyo con un empalme de tracción de Clase B o con un empalme mecánico o soldado de acuerdo con 12.15.3 y en los apoyos no continuos debe terminar con un gancho estándar.

7.13.2.5 Para la construcción de losas en dos direcciones, véase 13.3.8.4.

7.13.3 Para construcciones de concreto prefabricado, deben proporcionarse amarres de tracción en sentido transversal, longitudinal y vertical y alrededor del perímetro de la estructura, para unir efectivamente los elementos. Deben aplicarse las disposiciones de 16.5.

CAPÍTULO 8 ANÁLISIS Y DISEÑO — CONSIDERACIONES GENERALES

8.1 MÉTODOS DE DISEÑO

8.1.1 Para el diseño de estructuras de concreto armado se utilizará el Diseño por Resistencia. Deberá proporcionarse a todas las secciones de los elementos estructurales Resistencias de Diseño (ϕR_n) adecuadas, de acuerdo con las disposiciones de esta Norma, utilizando los factores de carga (amplificación) y los factores de reducción de resistencia, ϕ , especificados en el Capítulo 9.

Se comprobará que la respuesta de las elementos estructurales en condiciones de servicio (deflexiones, agrietamiento, vibraciones, fatiga, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento sea satisfactorio.

8.1.2 Los miembros de concreto estructural o las regiones de estos miembros, donde las cargas o discontinuidad geométrica provoque una distribución no lineal de la deformación unitaria dentro de la sección transversal, podrán diseñarse utilizando los modelos Puntal – Tensor del Capítulo 23 de los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural del ACI 318S-14.

El factor de reducción de resistencia para el diseño de los puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo de los modelos puntal – tirante, será 0.75.

8.1.3 Los anclajes instalados en el concreto para transferir las cargas entre los elementos conectados podrán diseñarse de acuerdo al Capítulo 17 – Anclaje al Concreto - de los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural del ACI 318S-14.

8.2 CARGAS

8.2.1 Las estructuras deberán diseñarse para resistir todas las cargas que puedan obrar sobre ella durante su vida útil.

8.2.2 Las cargas serán las estipuladas en la Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas, con las reducciones de sobrecarga que en ella se permiten, y las acciones sísmicas serán las prescritas en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.

8.2.3 Deberá prestarse especial atención a los efectos ocasionados por el preesforzado, las cargas de montaje y construcción, cargas de puentes grúa, vibración, impacto, retracción, variaciones de temperatura, flujo plástico, expansión de concretos de retracción compensada y asentamientos diferenciales de los apoyos.

8.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS

8.3.1 Todos los elementos estructurales deberán diseñarse para resistir los efectos máximos producidos por las cargas amplificadas, determinados por medio del análisis estructural, suponiendo una respuesta lineal elástica de la estructura, excepto cuando se modifiquen los momentos flectores de acuerdo con 8.4. Se permite simplificar el diseño usando las suposiciones indicadas en 8.7 a 8.10.

8.3.2 Excepto para elementos de concreto preesforzado, se pueden emplear métodos aproximados de análisis estructural para edificaciones con luces, alturas de entrepisos y tipos de construcción convencional.

8.3.3 En pórticos arriostrados lateralmente, para calcular los momentos y cortantes debidos a cargas de gravedad en vigas, columnas y losas construidas monolíticamente con la estructura, se permite utilizar un modelo limitado a los elementos estructurales del nivel en consideración y a las columnas de los entrepisos inmediatamente por encima y por debajo de ese nivel. Las columnas pueden considerarse empotradas en los extremos lejanos de ambos entrepisos.

8.3.4 Como alternativa a los métodos de análisis estructural, se permite utilizar para el análisis por cargas de gravedad de vigas continuas, losas armadas en una dirección y vigas de pórticos de poca altura, los momentos flectores y fuerzas cortantes aproximados mostrados en las Tablas 8.1 y 8.2, siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- (a) Haya dos o más tramos.
- (b) Las luces de los tramos sean aproximadamente iguales, sin que la mayor de dos luces adyacentes exceda en más de 20% a la menor.
- (c) Las cargas sean uniformemente distribuidas y no existan cargas concentradas. Las cargas uniformemente distribuidas (w) en cada uno de los tramos deben tener la misma magnitud.

- (d) La carga viva en servicio no sea mayor a tres veces la carga muerta en servicio.
- (e) Los elementos sean prismáticos de sección constante.
- (f) Si se trata de la viga de un pórtico de poca altura, este debe estar arriostrado lateralmente para las cargas verticales.

Tabla 8.1 - MOMENTOS FLECTORES APROXIMADOS (M) PARA VIGAS CONTINUAS NO PREESFORZADAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

Momento	Localización	Condición	M
Positivo	Tramos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w l_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w l_n^2 / 11$
	Tramos interiores	Todos	$w l_n^2 / 16$
Negativo	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga de borde	$w l_n^2 / 24$
		Miembros construidos monolíticamente con columna como apoyo	$w l_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos Tramos	$w l_n^2 / 9$
		Más de dos Tramos	$w l_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyo	Todas	$w l_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 3 m. (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del tramo.	$w l_n^2 / 12$

Tabla 8.2 - FUERZAS CORTANTES APROXIMADAS (V), PARA VIGAS CONTINUAS NO PREESFORZADAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

Localización	V
Cara exterior del primer apoyo interior	$1.15 w l_n / 2$
Cara de todos los demás apoyos	$w l_n / 2$

El valor de l_n es la luz libre del tramo. Para el cálculo de los momentos negativos en las caras de los apoyos interiores, l_n se tomará como el promedio de las luces libres adyacentes.

8.4 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN ELEMENTOS CONTINUOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

8.4.1 Excepto cuando se empleen métodos aproximados para el cálculo de los momentos flectores, se permite disminuir los momentos amplificados (M_u) - calculados asumiendo comportamiento lineal elástico de la estructura - en las secciones de máximo momento negativo o máximo momento positivo - en cualquier vano de un elemento continuo sometido a flexión, para cualquier distribución de carga supuesta, en no más de:

$$1000 \epsilon_t \quad (\text{en porcentaje}) \quad (8-1)$$

El porcentaje de redistribución no deberá exceder del 20%.

ϵ_t es la deformación unitaria neta de tracción en el acero más alejado del borde comprimido de la sección, cuando esta alcanza su resistencia nominal (M_n). La deformación neta excluye las deformaciones unitarias causadas por: el preesfuerzo efectivo, el flujo plástico, la retracción de fraguado y la variación de temperatura.

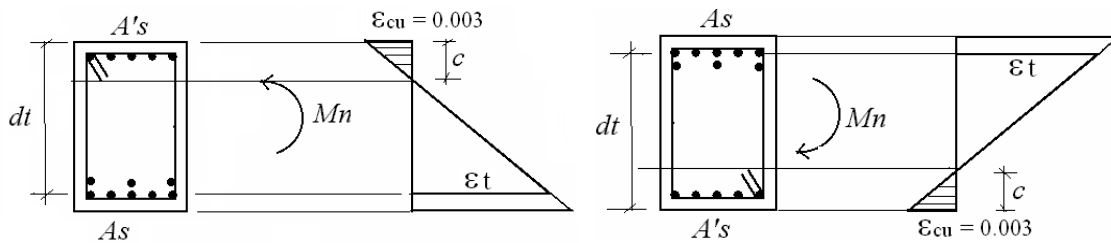


Fig. 8.4.1 Deformación del acero ϵ_t para flexión positiva y negativa en una sección rectangular.

8.4.2 La redistribución de los momentos negativos solo podrá hacerse cuando en la sección en la cual se reduce el momento flector, la deformación ϵ_t sea mayor a igual a 0,0075.

8.4.3 Los momentos reducidos deberán usarse para la determinación de todas las otras fuerzas de sección a lo largo de todo el vano. El equilibrio estático debe mantenerse luego de la redistribución, para cada distribución de carga supuesta.

8.5 MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE CORTE

8.5.1 Para concretos de peso unitario w_c comprendido entre 1450 y 2500 kg/m³, el módulo de elasticidad, E_c , para el concreto puede tomarse como:

$$E_c = (w_c)^{1,5} 0,043 \sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa}) \quad (8-2)$$

8.5.2 Para concretos de peso unitario normal ($w_c \approx 2300$ kg/m³), E_c , puede tomarse como:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa}) \quad (8-3)$$

8.5.3 Pueden usarse otros valores de E_c que estén suficientemente respaldados por resultados de laboratorio.

8.5.4 En ausencia de resultados experimentales confiables, el módulo de rigidez al esfuerzo cortante del concreto se podrá suponer igual a:

$$G = \frac{E_c}{2,3} \quad (8-4)$$

8.5.5 El módulo de elasticidad, E_s , para el acero de refuerzo no preesforzado puede tomarse como 200 000 MPa.

8.5.6 El módulo de elasticidad, E_p , para el acero de preesforzado deberá determinarse mediante ensayos o será suministrado por el fabricante.

8.6 CONCRETO ESTRUCTURAL LIVIANO

8.6.1 Para los concretos estructurales de peso liviano, debe emplearse el factor de modificación λ como multiplicador de $\sqrt{f'_c}$ en todas las ecuaciones y secciones aplicables de esta Norma:

- Para concretos de peso normal $\lambda = 1$
- Para concreto liviano fabricado con arena de peso normal $\lambda = 0.85$
- Para otros concretos livianos $\lambda = 0.75$
- Se permite interpolar entre 0.75 y 0.85 con base a las fracciones volumétricas, cuando una porción de los agregados finos de peso liviano es reemplazada por agregado fino de peso normal.
- Se permite interpolar entre 0.85 y 1.0 para el concreto que contiene agregado fino de peso normal y una combinación de agregados gruesos de peso normal y agregados gruesos de peso liviano.
- Si se especifica la resistencia promedio a la tracción por hendimiento (Split Test) del concreto de peso liviano, f_{ct} , entonces:

$$\lambda = \frac{f_{ct}}{0.56 \sqrt{f'_c}} \leq 1.0 \quad (8-5)$$

8.7 RIGIDEZ

8.7.1 Se permite adoptar cualquier conjunto de suposiciones razonables para calcular las rigideces relativas a flexión y torsión de columnas, muros y sistemas de entresijos y cubierta. Las suposiciones que se hagan deberán ser consistentes en todo el análisis.

En vigas T, la sección bruta incluirá los anchos de las especificados en 8.11.

8.7.2 El efecto de las cartelas deberá ser considerado en el análisis y diseño de los elementos de sección variable.

8.8 LONGITUD DEL VANO

8.8.1 La luz de los elementos que no estén construidos monolíticamente con sus apoyos deberá considerarse como la luz libre más el peralte del elemento, sin exceder la distancia entre los centros de los apoyos.

8.8.2 En el análisis estructural de pórticos o elementos continuos para determinar los momentos flectores, la luz debe considerarse como la distancia entre los centros de los apoyos.

8.8.3 Las vigas construidas monolíticamente con sus apoyos se podrán diseñar usando los momentos reducidos a la cara de los apoyos.

8.8.4 Las losas macizas o nervadas construidas monolíticamente con sus apoyos, con luces libres no mayores de 3 m, podrán ser analizadas como losas continuas sobre apoyos simples con luces iguales a las luces libres de la losa, despreciando el ancho de las vigas.

8.9 COLUMNAS

8.9.1 Las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas amplificadas de todos los pisos, y el momento máximo debido a las cargas amplificadas, considerando la carga viva actuando en solo uno de los tramos adyacentes del piso o techo bajo consideración. También debe considerarse la condición de carga que produzca la máxima relación (excentricidad) entre el momento y carga axial.

8.9.2 En pórticos o en elementos continuos deberá prestarse atención al efecto de las cargas no balanceadas de los pisos, tanto en las columnas exteriores como en las interiores, y a la carga excéntrica debida a otras causas.

8.10 DISPOSICIÓN DE LA CARGA VIVA

8.10.1 Para la determinación de los momentos flectores y fuerzas cortantes en las vigas y columnas ocasionados por las cargas de gravedad en pórticos arriostrados lateralmente, se permitirá utilizar el modelo simplificado indicado en 8.3.3.

8.10.2 Para losas armadas en una dirección y vigas, se permite suponer que la disposición de las cargas está limitada a las posibilidades siguientes:

- (a) El momento máximo negativo en un apoyo ocurre con la carga viva en dos tramos adyacentes solamente.
- (b) El momento máximo positivo, cerca del centro de la luz, ocurre con la carga viva colocada en el tramo bajo consideración y en los tramos alternados.

8.10.3 Para losas armadas en dos direcciones los momentos se deben calcular de acuerdo a 8.10.3.1, 8.10.3.2 ó 8.10.3.3 y deben ser equivalentes, por lo menos, a los momentos obtenidos con la carga viva aplicada simultáneamente en todos los paños.

8.10.3.1 Cuando se conoce la disposición de la carga viva, las losas deben diseñarse para esa disposición.

8.10.3.2 Cuando la carga viva en servicio sea variable pero no exceda de 0,75 veces la carga muerta en servicio, o bien la naturaleza de la carga viva sea tal que todos los paños se carguen simultáneamente, se permite suponer que se producen los momentos máximos en todas las secciones con la carga viva total actuando en todo el sistema de losa.

8.10.3.3 Para condiciones de carga distintas a las definidas en 8.10.3.2, se puede suponer que el momento máximo positivo cerca del centro de la luz del paño ocurre con 0,75 veces la carga viva colocada sobre el paño y sobre paños alternos; y se permite suponer que el momento máximo negativo de la losa en un apoyo se produce con 0,75 veces la carga viva colocada solamente en los paños adyacentes.

8.11 DISPOSICIONES PARA VIGAS T

- 8.11.1** Para que una sección de concreto armado pueda considerarse como viga T, las alas y el alma deberán construirse monolíticamente o, de lo contrario, deben estar efectivamente unidas entre sí.
- 8.11.2** El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder de la cuarta parte de la luz libre de la viga, y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder:
- Ocho veces el espesor de losa.
 - La mitad de la distancia libre a la siguiente alma
- 8.11.3** Para vigas que tengan losa a un solo lado, el ancho sobresaliente efectivo del ala no debe exceder:
- La doceava parte de la luz libre de la viga.
 - Seis veces el espesor de la losa.
 - La mitad de la distancia libre a la siguiente alma.
- 8.11.4** En vigas aisladas, en las que solamente se utilice la forma T para proporcionar con el ala una área adicional de compresión, el ala debe tener un espesor no menor de la mitad del ancho del alma y un ancho efectivo no mayor de cuatro veces el ancho del alma.
- 8.11.5** En vigas T preesforzadas se permite utilizar la geometría establecida en 8.11.2 y 8.11.3
- 8.11.6** Cuando el refuerzo principal por flexión en una losa que se considere como ala de una viga T (excluyendo las losas nervadas) sea paralelo a la viga, se debe disponer de refuerzo perpendicular a la viga en la parte superior de la losa de acuerdo con lo siguiente:
- El refuerzo transversal se debe diseñar para resistir la carga amplificada que actúa sobre el ala suponiendo que esta trabaja en voladizo. Para vigas aisladas debe considerarse el ancho total del ala. Para otros tipos de vigas T, sólo es necesario considerar el ancho sobresaliente efectivo del ala.
 - El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de cinco veces el espesor de la losa ni de 400 mm

8.12 DISPOSICIONES PARA LOSAS NERVADAS NO PREESFORZADAS

- 8.12.1** Las disposiciones de esta sección son aplicables a losas nervadas armadas en una o dos direcciones vaciadas en sitio.
- 8.12.2** Las losas nervadas consisten en una combinación monolítica de nervios o viguetas regularmente espaciados y una losa colocada en la parte superior que actúa en una dirección o en dos direcciones ortogonales.
- 8.12.3** El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm en cualquier ubicación en su altura y deben tener una altura no mayor de 3,5 veces su ancho mínimo.
- 8.12.4** El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 750 mm.
- 8.12.5** Las losas nervadas que no cumplan con las limitaciones de 8.12.2 a 8.12.4, deben diseñarse como losas y vigas comunes.
- 8.12.6** El espesor de la losa no debe ser menor que 1/12 de la distancia libre entre las nervaduras, ni menor de 50 mm.
- 8.12.7** La losa debe llevar refuerzo perpendicular a los nervios diseñado para resistir la flexión, considerando las cargas concentradas si las hubiera, pero no menor que el que se estipula en 9.7.
- 8.12.8** Cuando se requiera embeber ductos o tuberías en la losa según lo permitido en 6.3, el espesor de la losa en cualquier punto deberá ser, como mínimo, 25 mm mayor que la altura total del ducto o tubería. Se deberán considerar refuerzos o ensanches de los nervios o viguetas en caso que estos ductos o tuberías afecten a la resistencia del sistema.
- 8.12.9** La resistencia a la fuerza cortante V_c proporcionada por el concreto de las nervaduras podrá ser considerada 10% mayor a la prevista según lo señalado en el Capítulo 11 de esta Norma. Adicionalmente, podrá incrementarse la resistencia al corte disponiendo armadura por corte o ensanchando los nervios o viguetas en las zonas críticas.

8.13 DISPOSICIONES PARA DIAFRAGMAS

- 8.13.1** Los diafragmas, tales como las losas de piso y de cubierta, deben diseñarse para resistir simultáneamente las cargas de gravedad fuera del plano y las fuerzas laterales en el plano para las combinaciones de carga establecidas en 9.2.
- 8.13.2** Los diafragmas y sus conexiones a los elementos estructurales deben diseñarse para transferir las fuerzas entre el diafragma y los elementos estructurales.
- 8.13.3** Los diafragmas y sus conexiones deben diseñarse para proveer apoyo lateral a los elementos verticales, horizontales e inclinados.
- 8.13.4** Los diafragmas estructurales deben diseñarse para resistir las cargas laterales provenientes del empuje del suelo o hidrostático.
- 8.13.5** Los diafragmas que forman parte del sistema estructural resistente ante las cargas laterales inducidas por los sismos, deben diseñarse de acuerdo a las disposiciones del Capítulo 21 de esta Norma.

8.14 ACABADO DE LOS PISOS, REVESTIMIENTOS

- 8.14.1** Los acabados de los pisos (falso piso o sobrelosa) no deben considerarse como parte de la sección resistente del elemento estructural, a menos que se coloquen monolíticamente con la losa o que se diseñen como un elemento compuesto según lo indicado en el Capítulo 17. Si se utilizan los acabados de piso como parte de la sección resistente, estos no deberán estar expuestos a desgaste o deterioro.

CAPÍTULO 9 REQUISITOS DE RESISTENCIA Y DE SERVICIO

9.1 GENERALIDADES

9.1.1 Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones **resistencias de diseño** (ϕRn) por lo menos iguales a las **resistencias requeridas** (Ru), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma. En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse:

$$\phi Rn \geq Ru$$

9.1.2 Las estructuras y los elementos estructurales deberán cumplir además con todos los demás requisitos de esta Norma, para garantizar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio.

PARTE 1 - REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA

9.2 RESISTENCIA REQUERIDA

9.2.1 La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV \quad (9-1)$$

9.2.2 Si en el diseño se tuviera que considerar cargas de viento (CVi) a nivel de servicio, además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (CM + CV \pm CVi) \quad (9-2)$$

$$U = 0,9 CM \pm 1,25 CVi \quad (9-3)$$

Si las cargas de viento estuvieran a nivel de resistencia se utilizará:

$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CVi \quad (9-2a)$$

$$U = 0,9 CM \pm CVi \quad (9-3b)$$

9.2.3 Si en el diseño se tuviera que considerar cargas de sismo (CS) a nivel de resistencia, además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CS \quad (9-4)$$

$$U = 0,9 CM \pm CS \quad (9-5)$$

Si las cargas de sismo estuvieran a nivel de servicio se utilizará:

$$U = 1,25 (CM + CV \pm CS) \quad (9-4a)$$

$$U = 0,9 CM \pm 1,25 CS \quad (9-4b)$$

9.2.4 No será necesario considerar acciones de sismo y de viento simultáneamente.

9.2.5 Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto del peso y empuje lateral de los suelos (CE), la presión ejercida por el agua contenida en el suelo o la presión y peso ejercidos por otros materiales, además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV + 1,7 CE \quad (9-6)$$

En el caso en que la carga muerta o la carga viva reduzcan el efecto del empuje lateral, se usará:

$$U = 0,9 CM + 1,7 CE \quad (9-7)$$

9.2.6 Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas debidas a peso y presión de líquidos (CL) con densidades bien definidas y alturas máximas controladas, además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV + 1,4 CL \quad (9-8)$$

9.2.7 Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas de impacto, éstas deberán incluirse en la carga viva (CV).

9.2.8 Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de las cargas de nieve o granizo, éstas deberán considerarse como cargas vivas (CV).

9.2.9 Si fuera necesario incluir los efectos (CT) de los asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, retracción restringida del concreto, expansión de concretos con retracción compensada o cambios de temperatura, la resistencia requerida, además de lo indicado en 9.2.1, deberá ser como mínimo:

$$U = CM + 1,25 CV + CT \quad (9-9)$$

$$U = 1,4 CM + 1,4 CT$$

(9-10)

- 9.2.10** Las estimaciones de los asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, retracción restringida, la expansión de concretos de retracción compensada o cambios de temperatura deben basarse en una determinación realista de tales efectos durante la vida útil de la estructura. La estimación debe establecerse considerando la incertidumbre asociada con la magnitud esperada de CT , la probabilidad de que el máximo efecto ocurra simultáneamente con las otras cargas aplicadas y las consecuencias potencialmente adversas en caso que el efecto de CT sea mayor que el supuesto. Para limitar los efectos de los cambios volumétricos se pueden utilizar juntas de expansión y franjas (bandas) de retracción que se hayan desempeñado adecuadamente en estructuras similares.
- 9.2.11** Para el diseño de zonas de anclaje de tendones de postensado, se aplicará un factor de carga de 1,2 a la fuerza máxima aplicada por el gato.
- 9.2.12** La resistencia requerida debe incluir los efectos internos debidos a las reacciones inducidas por el preesforzado con un factor de amplificación unitario.

9.3 RESISTENCIA DE DISEÑO

9.3.1 La resistencia de diseño (ϕR_n) proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de esta Norma, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia especificados a continuación.

9.3.2 El factor de reducción de resistencia, ϕ , debe ser el especificado en 9.3.2.1 a 9.3.2.11:

9.3.2.1 Flexión sin carga axial..... 0,90

9.3.2.2 Carga axial y carga axial con flexión:

a) Carga axial de tracción con o sin flexión..... 0,90

b) Carga axial de compresión con o sin flexión:

Elementos con refuerzo en espiral según 10.9.3..... 0,75

Otros elementos..... 0,70

Para elementos en flexocompresión ϕ puede incrementarse linealmente hasta 0,90 en la medida que ϕP_n disminuye desde $0,1 f'_c A_g$ ó ϕP_b , el que sea menor, hasta cero.

9.3.2.3 Cortante y torsión..... 0,85

9.3.2.4 Aplastamiento en el concreto (excepto para las zonas de anclajes de postensado).... 0,70

9.3.2.5 Zonas de anclaje de postensado..... 0,85

9.3.2.6 Las secciones en flexión en los elementos pretensados donde la longitud embebida del torón (*strand*) es menor que la longitud de desarrollo, como se establece en 12.10.2:

a) Desde el extremo del elemento hasta el extremo de la longitud de transferencia..... 0,75

b) Desde el extremo de la longitud de transferencia hasta el extremo de la longitud de desarrollo, ϕ puede incrementarse linealmente desde 0,75 hasta 0,9.

Donde la adherencia del torón no se extiende hasta el extremo del elemento, se debe asumir que el embebido del torón se inicia en el extremo de la longitud no adherida (véase también 12.10.4).

9.3.2.7 Las longitudes de desarrollo especificadas en el capítulo 12 no requieren de un factor ϕ .

9.3.2.8 En el Capítulo 22, concreto estructural simple, ϕ debe ser 0,65 para flexión, compresión, cortante y aplastamiento.

9.3.2.9 En cartelas y ménsulas, para todos los modos potenciales de falla, ϕ debe ser 0,85

9.3.2.10 En nudos viga – columna y en vigas de acoplamiento entre placas armadas diagonalmente, ϕ para cortante debe ser 0,85.

9.3.2.11 El valor de ϕ para el diseño por cortante en diafragmas estructurales no debe exceder el valor mínimo de ϕ utilizado para el diseño por cortante de los elementos verticales del sistema primario de resistencia sísmica.

9.4 RESISTENCIA MÍNIMA DEL CONCRETO ESTRUCTURAL

9.4.1 Para el concreto estructural, f'_c no debe ser inferior a 17 MPa, salvo para concreto estructural simple (véase 22.2.5). No se establece un valor máximo para f'_c salvo que se encuentre restringido por alguna disposición específica de esta Norma (véase 21.3.2).

9.5 RESISTENCIA DE DISEÑO PARA EL REFUERZO

9.5.1 Los valores de f_y y f_{yt} usados en los cálculos de diseño no deben exceder de 550 MPa, excepto para los aceros de preesforzado. Para los refuerzos transversales en espiral véase 10.9.3 y para el refuerzo de confinamiento en elementos con responsabilidad sísmica véase 21.3.3.4. Para el refuerzo por cortante y torsión véase 11.5.2 y 11.6.6.8. Para los elementos con responsabilidad sísmica, véase 21.3.3.

PARTE 2 - REQUISITOS GENERALES DE SERVICIO

Para estimar los esfuerzos en el acero y el concreto producidos por las acciones exteriores en condiciones de servicio, pueden utilizarse las hipótesis usuales de la teoría elástica de vigas. Si el momento actuante en servicio es menor que el momento asociado con el agrietamiento por flexión de la sección, se considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero de refuerzo. Si el momento actuante es mayor que el momento de agrietamiento se utilizarán las propiedades de la sección agrietada transformada, despreciando el aporte del concreto en la zona de tracción.

9.6 CONTROL DE DEFLEXIONES

9.6.1 Los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura bajo condiciones de servicio.

9.6.2 Elementos reforzados en una dirección - no preesforzados

9.6.2.1 Los peraltes o espesores mínimos para no verificar deflexiones, que se señalan en la Tabla 9.1 pueden utilizarse como referencia en elementos armados en una dirección (aligerados, losas macizas y vigas) que no soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de dañarse por deflexiones excesivas del elemento estructural. Estos límites pueden obviarse si el cálculo de las deflexiones demuestra que es posible utilizar un espesor menor sin provocar efectos adversos.

TABLA 9.1 PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREEFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18,5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Notas:

Los valores dados en la Tabla 9.1 se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal (alrededor de 2300 Kg/m³) y refuerzo con f_y igual a 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

- Para concreto liviano estructural con densidad dentro del rango de 1450 a 1900 Kg/m³, los valores de la Tabla deben multiplicarse por (1,65 – 0,0003 w_c), pero no menos de 1,09.
- Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de la Tabla deben multiplicarse por (0,4 + $f_y / 700$).

9.6.2.2 Cuando se calculen las deflexiones, aquéllas que ocurran inmediatamente con la aplicación de la carga, deben calcularse mediante los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, tomando en consideración los efectos de la fisuración y del refuerzo en la rigidez del elemento.

9.6.2.3 A menos que se haga un análisis más completo o que se disponga de datos experimentales confiables para evaluar la rigidez a flexión del elemento ($E_c I_e$), la deflexión inmediata para elementos de concreto de peso normal podrá calcularse con el módulo de elasticidad del concreto especificado en 8.5 y con el momento de inercia efectivo de la sección transformada agrietada (I_e). Cuando el momento flector para condiciones de servicio en cualquier sección del elemento no exceda el momento de agrietamiento (M_{cr}), podrá usarse el momento de inercia de la sección no agrietada (I_g).

a) El momento de agrietamiento de la sección se calculará mediante:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_t} \quad (9-11)$$

donde f_r es la resistencia del concreto a tracción por flexión (Módulo de Rotura) que a falta de información experimental confiable podrá considerarse, para concretos de peso normal o liviano, como:

$$f_r = 0,62 \lambda \sqrt{f'_c} \quad (9-12)$$

Para concretos de peso normal se tomará $\lambda = 1$ y para concretos livianos se utilizará el valor de λ definido en 8.6.

b) Para el cálculo del momento de inercia de la sección transformada agrietada (I_e), cuando exista acero en compresión, se podrá utilizar una relación modular de $2n$ ($n = E_s / E_c$) para la transformación del acero en compresión a concreto equivalente.

9.6.2.4 El cálculo de las deflexiones se hará suponiendo que la rigidez en flexión del elemento ($E_c I_e$) es constante a lo largo del tramo y el momento de inercia efectivo será un promedio ponderado calculado e acuerdo a:

(a) En elementos continuos en ambos extremos:

$$I_e \text{ promedio} = (I_{e1} + I_{e2} + 2 I_{e3}) / 4 \quad (9-13)$$

donde I_{e1} y I_{e2} son los momentos de inercia en las secciones extremas del tramo y I_{e3} es el momento de inercia de la sección central del tramo.

(b) Si el tramo sólo es continuo en un extremo:

$$I_e \text{ promedio} = (I_{e2} + 2 I_{e3}) / 3 \quad (9-14)$$

donde I_{e2} es el momento de inercia en la sección en el extremo continuo y I_{e3} es el momento de inercia en la sección central del tramo.

(c) Para elementos simplemente apoyados en ambos extremos, se usará el momento de inercia calculado para la sección central.

(d) Para elementos en voladizo se usará el momento de inercia calculado para la sección en el apoyo del voladizo.

9.6.2.5 A menos que se haga un análisis más detallado, la deflexión diferida o adicional en el tiempo, resultante del flujo plástico del concreto y de la retracción de los elementos en flexión, podrá estimarse multiplicando la deflexión inmediata causada por las cargas sostenidas (carga muerta y la porción de carga viva que se prevé actuará permanentemente) por el factor λ_{Δ} definido en la ecuación 9-15.

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'} \quad (9-15)$$

donde ρ' es la cuantía del acero en compresión calculado en la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos. Puede tomarse ξ , el factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas, igual a:

5 años o más	2,0
12 meses.....	1,4
6 meses	1,2
3 meses	1,0

Para otras duraciones de las cargas sostenidas, se podrá usar la figura 9.6.2.5.

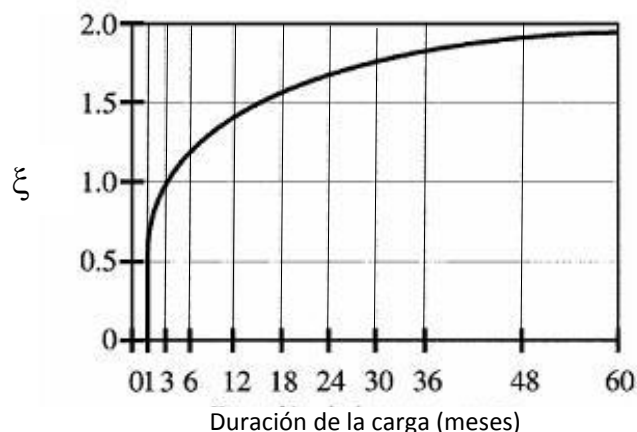


Fig. 9.6.2.5 Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas.

9.6.2.6 La deflexión calculada de acuerdo con 9.6.2.2 a 9.6.2.5 no debe exceder los límites establecidos en la Tabla 9.2.

9.6.2.7 En ningún caso la deflexión total del elemento (instantánea y diferida) deberá exceder de $ln/250$.

Si fuese necesario, se podrá especificar una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda este límite.

TABLA 9.2 DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$l/480‡$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$l/240§$

* Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el estancamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deflexiones adecuados, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje de las aguas.

† Las deflexiones a largo plazo se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de elementos similares a los que se están considerando.

‡ Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.

§ Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

9.6.3 Elementos reforzados en dos direcciones (no preesforzados)

9.6.3.1 El numeral 9.6.3 tiene prioridad con relación al espesor mínimo de losas u otros elementos reforzados en dos direcciones diseñados de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 13 y que se ajusten a los requisitos de 13.6.1.2. El espesor de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos en todos sentidos debe satisfacer los requisitos de 9.6.3.2 ó 9.6.3.4. El espesor de las losas con vigas que se extiendan entre los apoyos en todos sentidos debe satisfacer los requisitos de una de 9.6.3.3 ó 9.6.3.4.

9.6.3.2 El espesor mínimo de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos y que tienen una relación entre lados no mayor que 2, debe estar de acuerdo con lo requerido en la Tabla 9.3 y no debe ser inferior que los siguientes valores:

- (a) Losas sin ábacos como se definen en 13.2.6..... 125 mm
- (b) Losas con ábacos como se definen en 13.2.6..... 100 mm

TABLA 9.3 ESPESORES MÍNIMOS DE LOSAS SIN VIGAS INTERIORES*

f_y MPa (1)	Sin ábacos (2)			Con ábacos (2)		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde (3)		Sin vigas de borde	Con vigas de borde (3)	
280	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{40}$	$\frac{l_n}{40}$
420	$\frac{l_n}{30}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$
520, 550	$\frac{l_n}{28}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{34}$	$\frac{l_n}{34}$

* Para losas en dos direcciones, l_n , es la luz libre en la dirección larga (mm), medida entre caras de los apoyos en losas sin vigas y entre caras de las vigas, para losas con vigas u otros apoyos en otros casos.

- (1) Para f_y entre los valores dados en la tabla, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.
- (2) Ábaco, como se define en 13.2.6.
- (3) Losas con vigas entre las columnas a lo largo de los bordes exteriores. El valor de α_f para la viga de borde no debe ser menor que 0,8.

9.6.3.3 El espesor mínimo h para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados debe ser:

- (a) Para $\alpha_fm \leq 0,2$; se aplican las disposiciones de 9.6.3.2.
- (b) Para $0,2 < \alpha_fm < 2,0$; h no debe ser menor que:

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_fm - 0,2)} \quad (9-16)$$

pero no menor que 125 mm.

- (c) Para $\alpha_fm > 2,0$; h no debe ser menor que:

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \quad (9-17)$$

pero no menor que 100 mm.

- (d) En los bordes discontinuos debe disponerse una viga de borde que tenga una relación de rigidez α_f no menor de 0,80, o bien aumentar el espesor mínimo requerido por las ecuaciones (9-16) ó (9-17), por lo menos un 10% en el panel que tenga un borde discontinuo.

El término l_n en (b) y (c) corresponde a la luz libre en la dirección larga medida cara a cara de las vigas. El término β en (b) y (c) corresponde a la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta del paño.

9.6.3.4 Pueden utilizarse espesores de losas menores que los mínimos requeridos en 9.6.3.1, 9.6.3.2 y 9.6.3.3 cuando las deflexiones calculadas no exceden los límites de la Tabla 9.2. Las deflexiones deben calcularse tomando en cuenta el tamaño y la forma del panel, las condiciones de apoyo y la naturaleza de las restricciones en los bordes de la losa. El módulo de elasticidad del concreto, E_c , debe ser el especificado en 8.5. El momento de inercia efectivo, I_e , debe ser el obtenido como se indica en 9.6.2.4. Se permite emplear otros valores si los resultados del cálculo de la deflexión concuerdan razonablemente con los resultados de ensayos de alcance apropiado. La deflexión adicional a largo plazo debe calcularse de acuerdo con 9.6.2.5.

9.6.4 Elementos de concreto preesforzado

9.6.4.1 Para elementos a flexión diseñados de acuerdo con el Capítulo 18, las deflexiones inmediatas deben ser calculadas por los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, y se permite utilizar el momento de inercia de la sección total de concreto, I_g , para los elementos a flexión Clase U, como se define en 18.3.3.

9.6.4.2 Como se define en 18.3.3, para los elementos en flexión Clase T, los cálculos de las deflexiones deben basarse en un análisis de la sección agrietada transformada. Se permite que los cálculos se basen en una relación momento-deflexión bilineal o en un momento efectivo de inercia, I_e , como se define en 9.6.2.4.

9.6.4.3 La deflexión adicional a largo plazo en elementos de concreto preesforzado debe calcularse teniendo en cuenta los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo carga permanente, e incluyendo los efectos del flujo plástico y la retracción del concreto, así como la relajación del acero.

9.6.4.4 La deflexión calculada de acuerdo con 9.6.4.1 ó 9.6.4.2, y 9.6.4.3 no debe exceder los límites establecidos en la Tabla 9.2.

9.6.5 Elementos compuestos

9.6.5.1 Elementos apuntalados

Si los elementos compuestos sometidos a flexión se apoyan durante su construcción de tal forma que después de retirar los apoyos temporales la carga muerta es soportada por la sección compuesta total, el elemento compuesto se puede considerar equivalente a un elemento construido monolíticamente para el cálculo de la deflexión. En elementos no preesforzados, la parte en compresión del elemento determina si se usan los valores de la Tabla 9.1 para concreto de peso normal o liviano.

Si se calcula la deflexión, debe tenerse en cuenta la curvatura que resulta de la retracción diferencial de los componentes prefabricados y construidos en obra, y los efectos del flujo plástico a lo largo el eje del elemento de concreto preesforzado.

9.6.5.2 Elementos sin apuntalar

Si el espesor de un elemento prefabricado no preesforzado sujeto a flexión cumple con los requisitos de la Tabla 9.1, no se requiere calcular la deflexión. Si el espesor de un elemento compuesto no preesforzado cumple con los requisitos de la Tabla 9.1, no se necesita calcular la deflexión que ocurre después de que el elemento se vuelve compuesto; sin embargo, la deflexión a largo plazo del elemento prefabricado debe investigarse en función de la magnitud y duración de la carga antes del inicio efectivo de la acción compuesta.

9.6.5.3 La deflexión calculada de acuerdo con los requisitos de 9.6.5.1 ó 9.6.5.2 no debe exceder de los límites establecidos en la Tabla 9.2.

9.7 REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS

- 9.7.1** En losas estructurales donde el refuerzo por flexión se extienda en una dirección, se deberá proporcionar refuerzo perpendicular a éste para resistir los esfuerzos por retracción del concreto y cambios de temperatura.
- 9.7.2** La armadura por retracción y temperatura en losas será de acero corrugado y deberá proporcionar las siguientes relaciones mínimas de área de la armadura a área de la sección total de concreto, según el tipo de acero de refuerzo que se use.
- | | |
|---|--------|
| - Barras corrugadas con $f_y < 420$ MPa | 0,0020 |
| - Barras corrugadas o malla de alambre corrugado de intersecciones soldadas, con $f_y \geq 420$ MPa | 0,0018 |
- 9.7.3** El refuerzo por contracción y temperatura deberá colocarse con un espaciamiento entre ejes menor o igual a tres veces el espesor de la losa, sin exceder de 400 mm. En losas nervadas en una dirección (aligerados) donde se usen bloques de relleno (ladrillos de techo) permanentes de arcilla o concreto, el espaciamiento máximo del refuerzo perpendicular a los nervios podrá extenderse a cinco veces el espesor de la losa sin exceder de 400 mm.
- 9.7.4** El refuerzo por contracción y temperatura podrá colocarse en una o en las dos caras del elemento, dependiendo del espesor de éste. Cuando el acero mínimo se distribuya en las dos caras de la losa, deberá cumplirse que la cuantía de refuerzo en la cara inferior, en tracción por flexión, no sea menor de 0,0012. En ningún caso el espaciamiento del refuerzo excederá del indicado en 9.7.3.
- 9.7.5** Cuando los movimientos por contracción y temperatura se encuentren restringidos de manera significativa, deberá considerarse los requisitos de 8.2.3 y 9.2.10. Cuando existan muros estructurales, muros de sótano o columnas que generen una restricción significativa a los movimientos por retracción y temperatura, se pueden generar tracciones importantes en las losas, en estos casos será necesario incrementar la cantidad de refuerzo en la losa requerida por 9.7.2. Simultáneamente, las restricciones al movimiento de las losas genera fuerzas cortantes y momentos flectores en las columnas y muros estructurales que deben considerarse en el diseño de estos elementos.
- En estas situaciones, la cuantía mínima de refuerzo para los diafragmas estructurales debe ser, al menos 40% mayor que la cuantía especificada en 9.7.2.
- 9.7.6** En todas las secciones donde se requiera la armadura por retracción y temperatura, ésta debe poder desarrollar su esfuerzo de fluencia especificado en tracción de acuerdo a las disposiciones del Capítulo 12.
- 9.7.7** El acero de preesfuerzo, que cumpla con 3.5.5, empleado como refuerzo de retracción y temperatura debe suministrarse de acuerdo a lo siguiente:
- 9.7.7.1** Los tendones deben dimensionarse para que, descontadas las pérdidas de acuerdo a 18.6, produzcan un esfuerzo efectivo promedio de compresión mínimo de 0.7 MPa sobre el área bruta del concreto.
- 9.7.7.2** En construcción monolítica construida en sitio de vigas y losas postensadas, el área bruta de una viga y la zona aferente de la losa debe incluir el alma de la viga y la porción de losa hasta la mitad de la distancia a las almas de las vigas adyacentes. Se permite incluir la fuerza efectiva del preesfuerzo de los tendones de las vigas en el cálculo de la fuerza total de preesfuerzo que actúa sobre el área bruta de la sección de concreto.
- 9.7.7.3** Cuando la losa está apoyada sobre muros o no es monolítica con las vigas, el área bruta de concreto corresponde a la sección aferente de losa al tendón o grupo de tendones.
- 9.7.7.4** En todos los casos, se requiere como mínimo un tendón localizado en la losa entre las caras de las almas de las vigas o de los muros. La separación entre tendones en la losa y la distancia entre las caras de las vigas o los muros y el tendón más cercano no debe exceder 1.8 m.
- 9.7.7.5** Donde el espaciamiento entre los tendones de la losa excede 1.4 m se debe colocar refuerzo no preesforzado adicional de retracción y temperatura, de acuerdo con 9.7.2, entre las caras de las vigas o muros, paralelo a los tendones de retracción y temperatura. Este refuerzo adicional de retracción y temperatura debe extenderse a partir de los bordes de la losa por una distancia mayor o igual a la separación entre tendones, excepto que 9.7.6 no aplica en este caso.
- 9.7.7.6** Los tendones empleados como refuerzo por retracción y temperatura deben colocarse, en altura, lo más cercanos posible a la mitad de la sección de la losa. En los casos donde los tendones para retracción y temperatura se emplean para sostener los tendones principales, se permiten

variaciones en localización con respecto al centroide de la losa; sin embargo, la resultante de los tendones para retracción y temperatura no debe caer fuera del área del núcleo central de la losa.

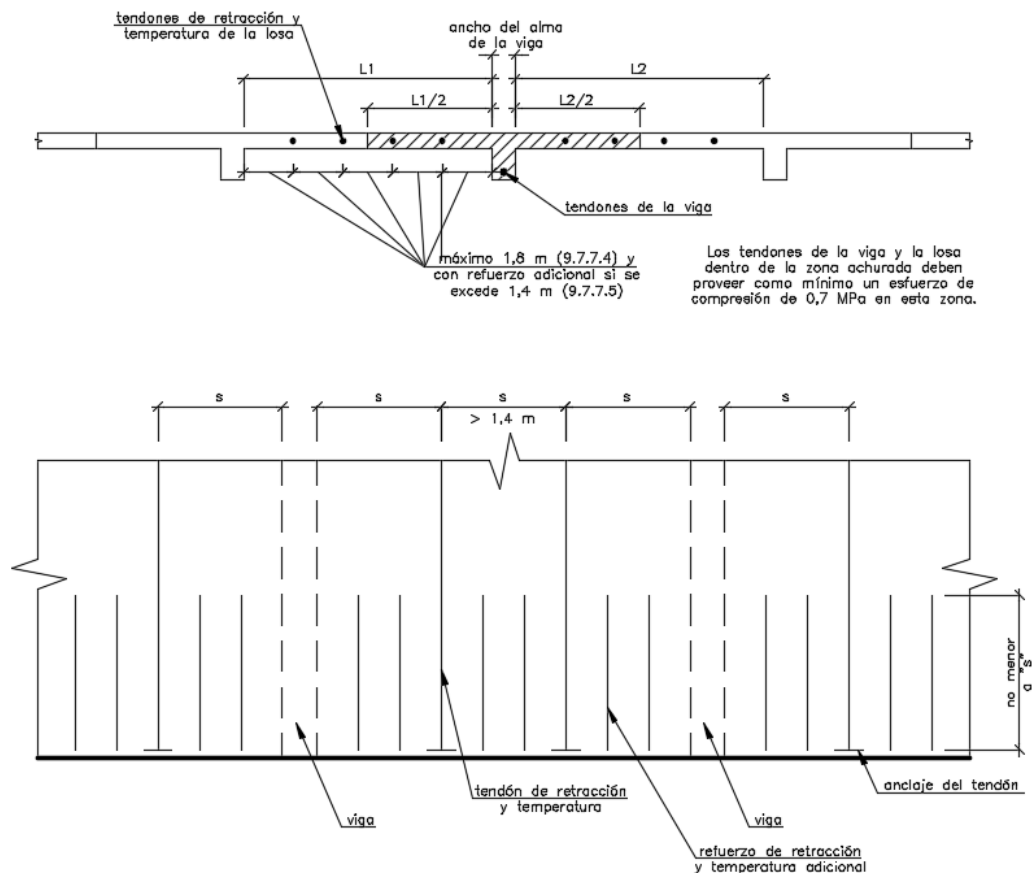


Fig. 9.7.7 Acero de preesfuerzo utilizado como refuerzo de retracción y temperatura en una losa.

9.8 ESPACIAMIENTO MÁXIMO DEL REFUERZO EN MUROS Y LOSAS

9.8.1 En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, el espaciamiento entre ejes del refuerzo principal por flexión será menor o igual a tres veces el espesor del elemento estructural, sin exceder de 400 mm.

9.9 DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO POR FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN - CONTROL DE LA FISURACIÓN

9.9.1 Esta Sección establece los requisitos para la distribución del refuerzo de flexión, con el fin de limitar el agrietamiento por flexión en vigas y losas armadas en una dirección.

9.9.2 La distribución de la armadura por flexión en losas armadas en dos direcciones se hará de acuerdo a lo señalado en 13.3.

9.9.3 El refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en las zonas en tracción máxima del elemento para controlar el ancho de las grietas por flexión. Su distribución y esfuerzo bajo condiciones de servicio deberá ser tal que permita obtener un valor del parámetro Z menor o igual que 26 KN/mm. El parámetro Z se calculará mediante:

$$Z = f_s \sqrt[3]{dc Act} \quad (9-18)$$

donde f_s es el esfuerzo en el acero, en MPa, el cual puede estimarse sobre la base del momento flector en condiciones de servicio M_s , mediante:

$$f_s = \frac{M_s}{(0,9 d A_s)} \quad (9-19)$$

dc : espesor del recubrimiento (mm) de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra.

Act: área efectiva del concreto en tracción (mm²) que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras. Cuando el refuerzo principal de tracción está compuesto por barras de varios diámetros, el número de barras equivalente se calculará dividiendo el área total de acero entre al área de la barra de mayor diámetro.

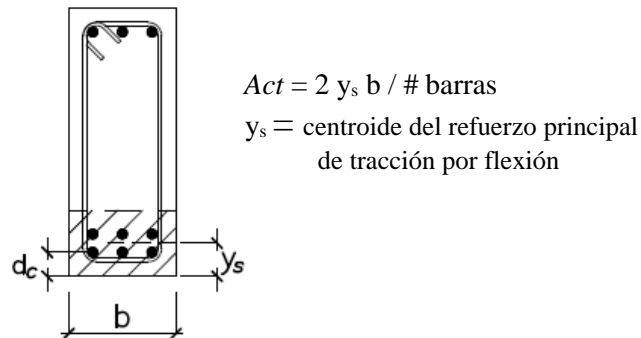


Fig. 9.9.3 Área efectiva de concreto en tracción.

- 9.9.4** Las disposiciones del 9.9.3 no son suficientes para elementos expuestos a ambientes agresivos ni para obtener elementos impermeables. En tales casos, deberán tomarse precauciones especiales para controlar la fisuración.
- 9.9.5** Cuando las alas de las vigas T estén sujetas a tracción, una parte del refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse en el ancho efectivo del ala (véase 8.11) o en un ancho igual a 1/10 de la luz del tramo, el que sea menor. Si el ancho efectivo del ala excede de 1/10 de la luz, se debe colocar refuerzo longitudinal en las zonas más externas del ala.
- 9.9.6** Si el peralte h de una viga o nervadura excede de 900 mm, se deberá colocar armadura (superficial) longitudinal uniformemente distribuida en ambas caras laterales del alma, en una distancia $0,5 h$ cercana de la armadura principal de tracción por flexión. El espaciamiento de la armadura *superficial* no excederá del menor de los siguientes valores:

$$s \leq 300 \text{ mm,}$$

$$s \leq 380 (250 / f_s) - 2,5 C_c \tag{9-20}$$

$$s \leq 300 (250 / f_s) \tag{9-21}$$

donde C_c es la menor distancia medida desde la superficie del refuerzo, o acero de preesfuerzo, superficial a la cara lateral del elemento y f_s es el esfuerzo en el acero principal de flexión calculado con 9-19.

El refuerzo superficial se puede incluir en el cálculo de la resistencia a flexión de la sección únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar los esfuerzos de las barras o alambres individuales.

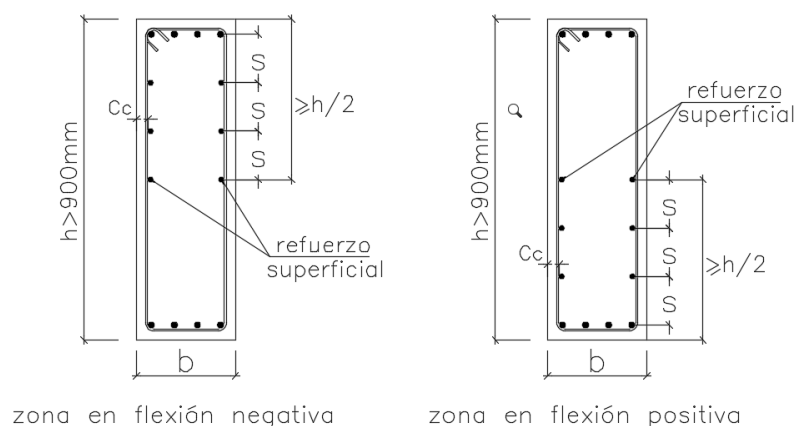


Fig. 9.9.6 Refuerzo superficial en vigas con peralte mayor a 900 mm.

CAPÍTULO 10 FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

10.1 ALCANCE

Las disposiciones del Capítulo 10 se deben aplicar al diseño de elementos sometidos a esfuerzos originados por la flexión o la carga axial, o la combinación de estas.

10.2 HIPÓTESIS DE DISEÑO

10.2.1 El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe basarse en las hipótesis dadas en 10.2.2 a 10.2.7, y debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

10.2.2 Cuando exista adherencia entre el acero de refuerzo (refuerzo convencional o preesforzado adherido) y el concreto, las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto que, para las vigas de gran peralte definidas en 10.7.1, debe emplearse un análisis que considere la distribución no lineal de las deformaciones unitarias. Para refuerzo preesforzado no adherido la hipótesis de adherencia, no es válida.

10.2.3 La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0,003.

10.2.4 Para el refuerzo convencional (no preesforzado), el esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y , lo que equivale a asumir un modelo elastoplástico perfecto para el acero de refuerzo. Para refuerzo preesforzado véase el Capítulo 18.

10.2.5 La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial, excepto cuando se cumplan los requisitos de 18.4.

10.2.6 La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

10.2.7 El requisito de 10.2.6 se satisface si se asume una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, definida como sigue:

10.2.7.1 Un esfuerzo en el concreto de $0,85 f'_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal del elemento y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.

10.2.7.2 La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima en compresión al eje neutro, c , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

10.2.7.3 Para f'_c entre 17 y 28 MPa, el factor β_1 se debe tomar como 0,85. Para f'_c mayor o igual a 56 MPa, β_1 se debe tomar como 0,65. Para f'_c entre 28 y 56 MPa se debe interpolar linealmente entre 0,85 y 0,65.

10.3 PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES

10.3.1 El diseño de las secciones transversales sometidas a flexión, carga axial, o a la combinación de ambas (flexo-compresión) debe basarse en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones, utilizando las hipótesis de 10.2.

10.3.2 La condición de falla balanceada se produce en una sección transversal cuando el refuerzo en tracción alcanza la deformación unitaria correspondiente a f_y al mismo tiempo que el concreto en compresión alcanza su deformación unitaria máxima utilizable ϵ_{cu} de 0,003. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él.

10.3.3 Se permite el uso de refuerzo de compresión en conjunto con refuerzo adicional de tracción para incrementar la resistencia de elementos sometidos a flexión.

10.3.4 En elementos no preesforzados sujetos a flexión o flexocompresión en los cuales P_u sea menor que $0,1 f'c A_g$, el refuerzo de acero en tracción no deberá exceder de $0,75 A_{sb}$, donde A_{sb} es la cantidad de acero en tracción que produce la falla balanceada en la sección, definida en 10.3.2.

En elementos con refuerzo en compresión, la porción de A_{sb} equilibrada por el refuerzo en compresión no deberá reducirse mediante el factor 0,75 estipulado en el párrafo anterior.

10.3.5 En elementos no preesforzados sujetos a flexión o flexocompresión en los cuales P_u sea menor que $0,1 f'c A_g$, puede considerarse alternativamente que el requisito de 10.3.4, relativo a la cantidad máxima de acero en tracción, se cumple cuando la deformación unitaria neta, ϵ_t , del acero en tracción más alejado del borde comprimido es mayor o igual a 0.004 (véase la definición de ϵ_t en 8.4.1 y la figura 8.4.1). Este criterio es aplicable a secciones de cualquier forma, sin acero de compresión o con él y/o con acero repartido en el alma.

10.3.6 La resistencia de diseño ϕP_n de elementos en compresión no debe exceder del valor calculado usando la ecuación (10-1) ó (10-2).

10.3.6.1 Para elementos no preesforzados con refuerzo en espiral que cumplan con 7.10.4 y 10.9.3 o para elementos compuestos que cumplan con 10.13:

$$\phi P_n \max = 0,85 \phi P_{on} = 0,85 \phi [0,85 f'c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (10-1)$$

10.3.6.2 Para elementos no preesforzados con estribos que cumplan con 7.10.5:

$$\phi P_n \max = 0,80 \phi P_{on} = 0,80 \phi [0,85 f'c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (10-2)$$

10.3.6.3 Para elementos preesforzados, la resistencia de diseño, ϕP_n , no debe exceder de $0,85 \phi P_{on}$ para elementos con refuerzo en espiral y para elementos con estribos no debe exceder de $0,80 \phi P_{on}$.

10.3.7 Los elementos sometidos a carga axial de compresión deben diseñarse para el momento máximo que puede acompañar a la carga axial. La fuerza axial amplificada P_u , a una excentricidad dada, no debe exceder de la resistencia de diseño especificada en 10.3.6. El momento máximo amplificado M_u debe incrementarse por los efectos de esbeltez de acuerdo con 10.10.

10.4 DISTANCIA ENTRE LOS APOYOS LATERALES DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

10.4.1 La separación entre los apoyos laterales de una viga no debe exceder de 50 veces el menor ancho b del ala o cara en compresión.

10.4.2 Deben tomarse en cuenta los efectos de la excentricidad lateral de la carga al determinar la separación entre los apoyos laterales.

10.5 REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

10.5.1 En cualquier sección de un elemento estructural - excepto en zapatas y losas macizas - sometido a flexión, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta M_{cr} ($\phi M_n \geq 1,2 M_{cr}$), donde:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_t} \quad f_r = 0,62 \sqrt{f'c}$$

10.5.2 El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de:

$$A_s \min = \frac{0,22 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \quad (10-3)$$

10.5.3 Para losas macizas y losas nervadas que cumplan con 8.12, no es necesario satisfacer los requisitos de 10.5.1 y 10.5.2, si en cada sección del elemento, el área de acero en tracción proporcionada es al menos un tercio superior a la requerida por el análisis.

10.5.4 Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, el acero mínimo en la dirección de la luz debe ser el requerido por 9.7 (Refuerzo por Cambios Volumétricos). Cuando el acero mínimo se distribuya en las dos caras de la losa, deberá cumplirse que la cuantía de refuerzo

en la cara en tracción por flexión no sea menor de 0,0012. El espaciamiento máximo del refuerzo no debe exceder tres veces el espesor ni de 400 mm.

10.6 DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO DE FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

10.6.1 El refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máxima de la sección transversal de un elemento, según los requisitos de 9.7, 9.8 y 9.9.

10.7 VIGAS DE GRAN PERALTE

10.7.1 Las vigas de gran peralte son elementos cargados en una cara y apoyados en la cara opuesta, de tal manera que elementos a compresión, similares a puntales, puedan desarrollar resistencia entre las cargas y los apoyos y tienen:

- (a) luz libre, ℓ_n , igual o menor a cuatro veces el peralte total del elemento, o
- (b) regiones con cargas concentradas a una distancia del apoyo menor a dos veces el peralte de la viga.

10.7.2 Las vigas de gran peralte deben ser diseñadas tomando en cuenta la distribución no lineal de las deformaciones unitarias horizontales en la altura de la viga.

10.7.3 Alternativamente a 10.7.2, las vigas de gran peralte podrán diseñarse utilizando los modelos Puntal – Tensor del Capítulo 23 de los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural del ACI 318S-14.

10.7.4 Las vigas de gran peralte deberán dimensionarse de tal manera que cumplan con 11.8.5.

10.7.5 Independientemente de la metodología de diseño adoptada, el refuerzo distribuido, horizontal y vertical, a lo largo de las caras laterales de las vigas de gran peralte no debe ser menor que el especificado en 11.8.3 y 11.8.4.

10.7.6 El área mínima de refuerzo en tracción por flexión, debe cumplir con las disposiciones de 10.5.

10.7.7 Para el anclaje de refuerzo deberá tomarse en cuenta lo especificado en 12.11.6.

10.7.8 Si alguna cara en compresión no tuviera arriostre lateral, deberá revisarse la estabilidad lateral de la viga. La separación máxima entre los apoyos laterales no excederá de lo indicado en 10.4.1.

10.7.9 La resistencia al corte V_n para vigas de gran peralte debe estar de acuerdo con 11.8.

10.8 DIMENSIONES DE DISEÑO PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN

10.8.1 Elementos en compresión aislados con espirales múltiples

Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento en compresión, con dos o más espirales entrelazadas, deben tomarse a una distancia fuera de los límites extremos de los espirales, igual al recubrimiento mínimo del concreto establecido en 7.7.

10.8.2 Elementos en compresión construidos monolíticamente con muros.

Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento en compresión con espirales o estribos, construido monolíticamente con un muro o pilar de concreto, no deben tomarse a más de 40 mm fuera de la espiral o estribos de dicho elemento.

10.8.3 Límites de la sección.

Para un elemento en compresión que tenga una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de resistencia, se permite emplear un área efectiva reducida A_g , no menor que la mitad del área total, con el fin de determinar el refuerzo mínimo y la resistencia.

Esta disposición no es aplicable a los elementos en compresión que formen parte del sistema resistente a cargas laterales de sismo en edificios de Pórticos o DUALES definidos en el Capítulo 21.

10.9 LÍMITES DEL REFUERZO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN

10.9.1 El área de refuerzo longitudinal total, A_{st} , para elementos en compresión no compuestos no debe ser menor que 0,01 ni mayor que 0,06 veces el área total, A_g , de la sección transversal.

10.9.2 El número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión debe ser de cuatro para barras dentro de estribos circulares o rectangulares, tres para barras dentro de estribos triangulares y seis para barras rodeadas por espirales que cumplan con 10.9.3.

10.9.3 La cuantía volumétrica del refuerzo en espiral, ρ_s , no debe ser menor que el valor dado por:

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}} \quad (10-5)$$

el valor de f_{yt} (esfuerzo de fluencia del acero de la espiral) a usar en la ecuación (10-5) no debe ser mayor de 700 MPa. Para f_{yt} mayor de 420 MPa, no deben usarse empalmes traslapados de acuerdo con 7.10.4.5 A1) y A2).

10.10 EFECTOS DE ESBELTEZ EN ELEMENTOS A COMPRESIÓN

10.10.1 Se permite ignorar los efectos de esbeltez en los siguientes casos:

- en elementos sometidos a compresión no arriostrados contra desplazamientos laterales cuando $k\ell_u/r$ es menor que 22.
- En elementos sometidos a compresión arriostrados contra desplazamientos laterales cuando:

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40 \quad (10-6)$$

El término M_1/M_2 es positivo si el elemento se flexiona en curvatura doble y negativo si el elemento se flexiona en curvatura simple.

10.10.1.1 Se permite suponer como arriostrados (sin desplazamiento lateral) los elementos en compresión dentro de una estructura, si se cumple con alguno de los tres siguientes criterios:

- Cuando los elementos de arrostramiento (muros de cortante o placas, arrostramientos laterales) en la dirección considerada, tienen una rigidez lateral total en el entrepiso de al menos quince veces la rigidez lateral bruta de las columnas del mismo entrepiso.
- Si el incremento en los momentos en los extremos de la columna debido a los efectos de segundo orden no excede de un 5% de los mismos momentos calculados con un análisis de primer orden.
- También se permite suponer como arriostrado (sin desplazamiento lateral) a un entrepiso en la estructura si el índice de estabilidad Q del entrepiso, es menor o igual a 0,05:

$$Q = \frac{(\sum Pu) \Delta_o}{V_{us} h_e} \leq 0,05 \quad (10-7)$$

En la ecuación 10-7:

$\sum Pu$: Suma de las cargas amplificadas, muertas y vivas, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado. Para el caso de solicitaciones sísmicas $\sum Pu$ debe basarse en la misma fracción de la sobrecarga utilizada para el cálculo de las fuerzas sísmicas laterales.

Δ_o : Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso considerado, debido a las fuerzas laterales amplificadas y calculada de acuerdo a un análisis elástico de Primer Orden. Para cargas sísmicas, de acuerdo a la NTE E.030, los desplazamientos laterales se calculan con sección bruta de los elementos estructurales.

Para el caso de fuerzas laterales de sismo, Δ_o deberá multiplicarse por 0,75 (estructuras regulares) ó 0.85 (estructuras irregulares) veces el factor de reducción (R) considerado en la determinación de estas fuerzas tal como se estipula en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

V_{us} : Fuerza cortante amplificada en el entrepiso, debida a las cargas laterales.

h_e : Altura del entrepiso medida piso a piso.

10.10.1.2 La longitud no arriostrada de un elemento en compresión, ℓ_u , debe tomarse como la distancia libre entre las losas de piso, vigas u otros elementos capaces de proporcionar apoyo lateral en la dirección que se está considerando. Cuando existan capiteles o cartelas en las columnas, ℓ_u debe medirse hasta el extremo inferior del capitel o cartela en el plano considerado.

10.10.1.3 Se puede tomar el radio de giro, r , igual a 0,3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para el caso de elementos rectangulares

y 0,25 veces el diámetro para elementos circulares en compresión. Para otras formas, se permite calcular el radio de giro para la sección bruta de concreto.

10.10.1.4 Ningún elemento en compresión dentro de una estructura tendrá una esbeltez $k\ell_u/r$ mayor a 100.

10.10.2 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS

Cuando los efectos de esbeltez no puedan ser ignorados de acuerdo a 10.10.1, el diseño de los elementos en compresión, vigas de restricción y otros elementos de apoyo debe basarse en las fuerzas y momentos provenientes de:

- a) Análisis inelástico de segundo orden definido en 10.10.3
- b) Análisis elástico de segundo orden definido en 10.10.4
- c) Procedimiento de Magnificación de Momentos definido en 10.10.5

10.10.2.1 Cualquiera sea el procedimiento de análisis elegido, las dimensiones de la sección transversal de cada elemento no deben diferir en más del 10% de las utilizadas para el análisis, de lo contrario debe repetirse el análisis.

10.10.2.2 Cualquiera sea el procedimiento de análisis elegido, los momentos totales (M_u), incluyendo, los efectos de segundo orden, de elementos en compresión, vigas de restricción y otros elementos estructurales que den soporte lateral, no deben exceder 1,4 veces los momentos debidos a los efectos de primer orden.

10.10.2.3 Los elementos a flexión deben diseñarse para los momentos totales (incluyendo los efectos de segundo orden) provenientes de los elementos a compresión que concurren al nudo.

10.10.2.4 Los efectos de segundo orden se deben considerar a lo largo de la longitud de los elementos en compresión ya que hay situaciones en las cuales el momento máximo puede ocurrir alejado de los extremos del elemento. Se permite calcular estos efectos utilizando el procedimiento de Magnificación de Momentos descrito en 10.10.5.

10.10.3 Análisis inelástico de segundo orden

El análisis de segundo orden debe considerar la no linealidad del material, la curvatura del elemento y la deriva, la duración de las cargas, la retracción, el flujo plástico y la interacción con la cimentación.

El procedimiento de análisis debe demostrar que genera predicciones de la resistencia que están de acuerdo de manera sustancial con los resultados de los ensayos representativos de columnas en estructuras estáticamente indeterminadas de concreto reforzado.

No se permite la redistribución de los momentos calculados por medio de un análisis no lineal de segundo orden.

10.10.4 Análisis elástico de segundo orden

Este tipo de análisis considera la geometría deformada de la estructura en las ecuaciones de equilibrio para determinar los efectos de segundo orden (efectos $P\Delta$). Se supone que el material de la estructura se mantiene lineal elástico y se deben considerar los efectos de la fisuración y de la duración de las cargas (flujo plástico) utilizando rigideces EI reducidas.

El análisis elástico de segundo orden debe tener en cuenta las propiedades de la sección determinadas considerando la influencia de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas a lo largo del elemento y los efectos de la duración de las cargas.

Alternativamente, se permite usar las siguientes propiedades para los elementos estructurales:

- (a) Módulo de elasticidad E_c de 8.5
- (b) Momentos de inercia, I
 - Vigas $0,35 I_g$
 - Columnas $0,70 I_g$
 - Muros no agrietados $0,70 I_g$
 - Muros agrietados $0,35 I_g$
 - Losas planas sin vigas..... $0,25 I_g$
- (c) Área A_g

10.10.4.1 Se permite que los momentos de inercia de los elementos sometidos a compresión y a flexión se calculen de acuerdo a:

a) Elementos en compresión:

$$I = (0,80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}) (1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0,5 \frac{P_u}{P_o}) I_g \leq 0,875 I_g \quad (10-8)$$

Donde P_u y M_u deben provenir de la combinación de carga particular en consideración, o a la combinación de P_u y M_u que resulte en el menor valor de I . No hay necesidad de usar un valor de I menor de $0,35 I_g$.

b) Elementos a flexión:

$$I = (0,10 + 25 \rho) (1,2 - 0,2 \frac{b_w}{d}) I_g \leq 0,50 I_g \quad (10-9)$$

Para elementos continuos sometidos a flexión, se permite que I sea el promedio de los valores obtenidos de la ecuación 10-9 para las secciones críticas de momento positivo y negativo. No es necesario utilizar un valor de I menor de $0,25 I_g$.

10.10.4.2 Para elementos sometidos a compresión, los momentos de inercia, I , deben dividirse por $(1 + \beta ds)$ cuando actúen cargas laterales sostenidas (por ejemplo empujes de suelo o líquidos). El término βds es la relación entre la máxima fuerza cortante amplificada sostenida en el entrepiso y la máxima fuerza cortante amplificada asociada con la misma combinación de carga, pero no debe ser mayor que 1,0.

10.10.5 PROCEDIMIENTO DE MAGNIFICACIÓN DE MOMENTOS

En este procedimiento las fuerzas internas se calculan por medio de un análisis elástico de primer orden usando la geometría no deformada de la estructura y los efectos de segundo orden (efectos $P\Delta$) se aproximan magnificando los momentos en los extremos de los elementos en compresión de acuerdo a 10.10.6 ó 10.10.7.

Las columnas y entrepisos en una estructura deben ser diseñados como columnas y entrepisos con desplazamiento lateral (no arriostrados) o sin desplazamiento lateral (arriostrados). El diseño de columnas en estructuras o entrepisos arriostrados debe basarse en 10.10.6. El diseño de columnas en estructuras o entrepisos no arriostrados debe basarse en 10.10.7.

Para elementos a compresión sometidos a flexión respecto a ambos ejes principales, el momento respecto a cada eje debe ser magnificado separadamente sobre la base de las condiciones de restricción correspondientes a dicho eje.

10.10.6 MOMENTOS MAGNIFICADOS EN ESTRUCTURAS SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL

10.10.6.1 Para elementos a compresión en estructuras sin desplazamiento lateral, el factor de longitud efectiva, k , debe tomarse igual a 1,0, a menos que se demuestre por análisis que se justifica utilizar un valor más bajo.

10.10.6.2 Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial P_u y el momento M_u , magnificado por los efectos de segundo orden del elemento, M_c , como sigue:

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (10-10)$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} \geq 1,0 \quad (10-11)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \ell_u)^2} \quad (10-12)$$

EI debe tomarse como:

$$EI = \frac{(0,2 E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_{dns}} \quad (10-13)$$

Alternativamente:
$$EI = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (10-14)$$

Como alternativa se permite que EI sea calculado usando el valor de I de la ecuación (10-8) dividido por $(1 + \beta_{dns})$.

10.10.6.3 El término β_{dns} es la relación entre la máxima carga axial sostenida amplificada dentro de un entrepiso y la máxima carga axial amplificada asociada con la misma combinación de carga, pero no debe ser mayor de 1,0.

10.10.6.4 Para elementos sin cargas transversales entre sus apoyos, C_m debe tomarse como:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (10-15)$$

donde M_1/M_2 es positivo si la columna se flexiona en curvatura simple y negativo si se flexiona en curvatura doble. Para elementos con cargas transversales entre sus apoyos, C_m debe tomarse como 1,0.

10.10.6.5 El momento amplificado, M_2 , en la ecuación (10-10) no debe tomarse menor que:

$$M_{2, \min} = P_u (15 + 0,03h) \quad (10-16)$$

alrededor de cada eje separadamente, donde 15 y h están en mm. Para elementos en los que $M_{2, \min}$ supera a M_2 , el valor de C_m en la ecuación (10-15) debe ser tomado como 1,0 o estar basado en la relación de los momentos calculados para los extremos, dividiendo M_1 por M_2 .

10.10.7 MOMENTOS MAGNIFICADOS EN ESTRUCTURAS CON DESPLAZAMIENTO LATERAL

10.10.7.1 Para elementos a compresión no arriostrados contra desplazamientos laterales, el factor de longitud efectiva k debe determinarse usando los valores de E_c e I dados en 10.10.4 y no debe ser menor que 1,0.

10.10.7.2 Los momentos M_1 y M_2 en los extremos de un elemento individual a compresión deben tomarse como:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (10-17)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (10-18)$$

donde δ_s debe calcularse de acuerdo con 10.10.7.3 ó 10.10.7.4.

10.10.7.3 El factor de magnificación de momentos δ_s debe calcularse como:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - Q} \geq 1,0 \quad (10-19)$$

El índice de estabilidad Q del entrepiso se calcula de acuerdo a 10.10.1.1.

Si δ_s calculado de esta manera es mayor que 1,5 entonces δ_s debe calcularse usando 10.10.4 (análisis elástico de segundo orden) ó 10.10.7.4.

10.10.7.4 Alternativamente, se puede calcular el factor de magnificación, δ_s , como:

$$\delta_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 \sum P_c}} \geq 1,0 \quad (10-20)$$

donde $\sum P_u$ es la sumatoria de todas las cargas verticales amplificadas en el entrepiso considerado y $\sum P_c$ es la sumatoria para todas las columnas que resisten el desplazamiento lateral en un piso. P_c se calcula usando la ecuación (10-12) con el valor k de 10.10.7.1 y el valor para EI de 10.10.6.2 donde β_{dns} debe sustituirse por β_{ds} . Para cargas de corta duración (viento, sismo) el término β_{ds} es nulo.

10.11 ELEMENTOS CARGADOS AXIALMENTE QUE SOPORTAN SISTEMAS DE LOSAS

Los elementos cargados axialmente que soportan un sistema de losas incluido dentro del alcance de 13.1, deben diseñarse como se dispone en el Capítulo 10 y de acuerdo con los requisitos adicionales del Capítulo 13.

10.12 TRANSMISIÓN DE CARGAS DE LAS COLUMNAS A TRAVÉS DE LOSAS DE PISO

Si la resistencia especificada en compresión del concreto, f'_c , de una columna es 1,4 veces mayor que la del sistema de piso, la transmisión de la carga a través de la losa de piso debe lograrse de acuerdo con alguna de las alternativas especificadas en 10.12.1, 10.12.2 ó 10.12.3.

10.12.1 El concreto de resistencia especificada para la columna deberá vaciarse en el piso en la ubicación de la columna y en un área formada por 600 mm adicionales a cada lado de la cara de la columna. El concreto de la columna debe ser monolítico con el concreto del piso y debe colocarse de acuerdo con 6.4.6 y 6.4.7.

10.12.2 La resistencia de una columna a través de la losa de piso debe basarse en el menor valor de la resistencia del concreto y usando pasadores verticales (*dowels*) o espirales, según se requiera.

10.12.3 Para columnas confinadas lateralmente por los cuatro lados con vigas de peralte aproximadamente igual o por losas macizas, se permite basar la resistencia de la columna en una resistencia equivalente del concreto en la conexión de la columna, igual al 75% de la resistencia del concreto de la columna más el 35% de la resistencia del concreto del piso. Al aplicar 10.12.3, la relación entre la resistencia del concreto de la columna y la resistencia del concreto de la losa no debe ser mayor que 2,5 para el diseño.

10.13 ELEMENTOS COMPUESTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN

10.13.1 Los elementos compuestos sometidos a compresión deben incluir a todos aquellos elementos que estén reforzados longitudinalmente con perfiles de acero estructural, tuberías o tubos, con o sin barras longitudinales.

10.13.2 La resistencia de elementos compuestos debe calcularse para las mismas condiciones limitantes que se aplican a los elementos comunes de concreto reforzado.

10.13.3 Toda resistencia a la carga axial asignada al concreto de un elemento compuesto debe transmitirse a este mediante ménsulas u otros elementos que se apoyen directamente en el concreto del elemento compuesto.

10.13.4 Toda resistencia a carga axial no asignada al concreto en un elemento compuesto debe ser desarrollada por conexión directa al perfil estructural, tubería o tubo de acero estructural.

10.13.5 Para la evaluación de los efectos de esbeltez, el radio de giro, r , de la sección compuesta no debe ser mayor que el valor dado por:

$$r = \sqrt{\frac{(E_c I_g / 5) + E_s I_{sx}}{(E_c A_g / 5) + E_s A_{sx}}} \quad (10-21)$$

y como alternativa a un cálculo más preciso, EI en la ecuación (10-12) debe tomarse ya sea como lo indica la ecuación (10-13) o por medio de:

$$EI = \frac{(E_c I_g / 5)}{1 + \beta_{dns}} + E_s I_{sx} \quad (10-22)$$

Para calcular A_{sx} e I_{sx} , se permite emplear las barras longitudinales localizadas dentro del núcleo de concreto confinado por el acero estructural o dentro del refuerzo transversal que rodea un núcleo de acero estructural.

10.13.6 Núcleo de concreto confinado en acero estructural

10.13.6.1 Para un elemento compuesto con el núcleo de concreto confinado (enfundado) en acero estructural, el espesor del acero de confinamiento no debe ser menor que:

$$b \sqrt{\frac{f_y}{3 E_s}}, \text{ para cada cara de ancho } b$$

ni que:

$$D \sqrt{\frac{f_y}{8 E_s}}, \text{ para secciones circulares de diámetro } D$$

10.13.6.2 Se permite que las barras longitudinales localizadas dentro del núcleo de concreto confinado se utilicen en el cálculo de A_{sx} e I_{sx} .

10.13.7 Refuerzo en espiral alrededor de un núcleo de acero estructural

Un elemento compuesto, hecho de concreto reforzado con espiral alrededor de un núcleo de acero estructural debe satisfacer 10.13.7.1 a 10.13.7.4.

10.13.7.1 La resistencia especificada a la compresión, f'_c , no debe ser menor que la mencionada en 9.4.

10.13.7.2 La resistencia de diseño a la fluencia del núcleo de acero estructural debe ser la resistencia mínima a la fluencia especificada para el grado del acero estructural usado, pero sin exceder de 350 MPa.

10.13.7.3 El refuerzo en espiral debe cumplir con lo especificado en 10.9.3.

10.13.7.4 La cuantía de las barras longitudinales localizadas dentro de la espiral no deben ser menor de 0,01 ni mayor de 0,06 veces el área neta de la sección de concreto.

10.13.7.5 Se permite que las barras longitudinales localizadas dentro de la espiral se consideren en el cálculo de A_{sx} e I_{sx} .

10.13.8 Estribos de refuerzo alrededor de un núcleo de acero estructural

Un elemento compuesto, hecho de concreto confinado lateralmente por estribos alrededor de un núcleo de acero estructural, debe cumplir con 10.13.8.1 a 10.13.8.8.

10.13.8.1 La resistencia especificada a la compresión, f'_c , no debe ser menor que la mencionada en 9.4.

10.13.8.2 La resistencia de diseño a la fluencia del núcleo de acero estructural debe ser la resistencia mínima a la fluencia especificada para el grado de acero estructural usado, pero no debe exceder de 350 MPa.

10.13.8.3 Los estribos transversales deben extenderse por completo alrededor del núcleo de acero estructural.

10.13.8.4 Los estribos transversales deben tener un diámetro no menor que 0,02 veces la mayor dimensión lateral del elemento compuesto, excepto que los estribos no deben ser menores de 3/8" y no necesitan ser mayores que 5/8". Puede emplearse refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente.

10.13.8.5 El espaciamiento vertical entre los estribos transversales no debe exceder de la mitad de la menor dimensión lateral del elemento compuesto, de 48 veces el diámetro de los estribos, 16 veces el diámetro de las barras longitudinales, ni de 300 mm.

10.13.8.6 La cuantía de las barras longitudinales colocadas dentro de los estribos no debe ser menor de 0,01 ni mayor de 0,06 veces al área neta del concreto.

10.13.8.7 Debe colocarse una barra longitudinal en cada esquina de una sección rectangular y adicionalmente barras longitudinales espaciadas a no más de la mitad de la menor dimensión lateral del elemento compuesto.

10.13.8.8 Se permite que las barras longitudinales colocadas dentro de los estribos se consideren para calcular A_{sx} para resistencia pero no para calcular I_{sx} al evaluar los efectos de esbeltez.

10.14 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

10.14.1 La resistencia de diseño al aplastamiento del concreto no debe exceder $\phi(0,85 f'_c A_1)$ excepto cuando la superficie de soporte sea más ancha en todos los lados que el área cargada. En este caso se permite que la resistencia de diseño al aplastamiento en el área cargada se multiplique por $\sqrt{A_2 / A_1}$, pero no más que 2 (figura 10.17.1).

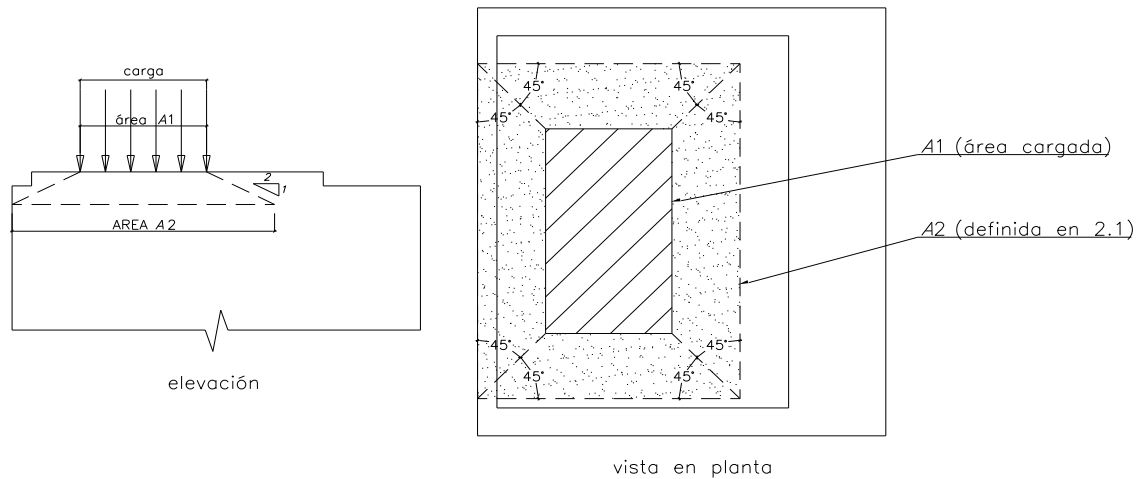


Fig. 10.17.1 Áreas de aplastamiento A1 y A2.

10.14.2 El numeral 10.14 no es aplicable a anclajes de postensado.

10.15 FLEXIÓN BIAxIAL

Cuando las columnas están sujetas simultáneamente a momentos flectores en sus dos ejes principales, el diseño deberá hacerse a partir de las hipótesis y principios dados en 10.2 y 10.3. Alternativamente se podrá usar la siguiente ecuación aproximada, aplicable a columnas cuadradas o rectangulares con armadura longitudinal simétrica.

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}} \quad (10-23)$$

donde :

P_n es la resistencia nominal a carga axial en flexión biaxial.

P_{nx} es la resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en X ($e_y = 0$).

P_{ny} es la resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en Y ($e_x = 0$).

P_{on} es la resistencia nominal bajo la acción de carga axial únicamente ($e_x = e_y = 0$) que se calcula mediante: $0,85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$

Deberá verificarse que la resistencia de diseño no exceda de lo especificado en 10.3.6.

La ecuación 10-23 es válida para valores de $P_u \geq 0,1 \phi P_{on}$; para valores menores de la carga axial P_u , se usará la siguiente ecuación:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.0 \quad (10-24)$$

donde ϕM_{nx} y ϕM_{ny} son las resistencias de diseño de la sección con respecto a los ejes X e Y respectivamente. La ecuación 10-24 es aplicable también a vigas sometidas a flexión biaxial.

CAPÍTULO 11 CORTANTE Y TORSIÓN

11.1 RESISTENCIA AL CORTANTE

11.1.1 Este Capítulo incluye disposiciones para el diseño por fuerza cortante, tanto en elementos de concreto no preesforzado como preesforzado.

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la ecuación 11-1 (Diseño por Resistencia):

$$\phi V_n \geq V_u \quad (11-1)$$

donde V_u es la fuerza cortante amplificada en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al cortante calculada mediante:

$$V_n = V_c + V_s \quad (11-2)$$

En la ecuación 11-2 V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto que se supone que es la misma para vigas con y sin refuerzo en el alma, V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, ambas calculadas de acuerdo a las disposiciones de este Capítulo.

11.1.1.1 Al determinar V_n , debe considerarse el efecto de cualquier abertura en los elementos. Las aberturas en el alma de un elemento reducen su resistencia al cortante.

11.1.1.2 Al determinar V_c y cuando sea aplicable, deben incluirse los efectos de tracción axial debida al flujo plástico y retracción en elementos restringidos y los efectos de la compresión inclinada por flexión en los elementos de peralte variable. En elementos de peralte variable, la fuerza cortante interna en cualquier sección, aumenta o disminuye debido a las componentes verticales de las resultantes de los esfuerzos inclinados de flexión tanto en compresión como en tracción.

11.1.2 Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este Capítulo no deben exceder 8,3 MPa excepto en lo permitido en 11.1.2.1.

11.1.2.1 Se permite usar valores de $\sqrt{f'_c}$ mayores que 8,3 MPa al calcular V_c , V_{ci} y V_{cw} para vigas de concreto preesforzado con un refuerzo mínimo en el alma que cumpla con lo dispuesto en 11.5.6 (Refuerzo mínimo para cortante) 11.6.8 (Refuerzo mínimo para torsión).

11.1.3 Se permiten diseñar las secciones ubicadas entre la cara del apoyo y la sección crítica definida en 11.1.3.1 ú 11.1.3.2, con la fuerza cortante V_u calculada en la sección crítica, cuando se cumplan las tres condiciones siguientes:

- (a) la reacción en el apoyo en la dirección del cortante aplicado introduce compresión en las zonas extremas del elemento,
- (b) las cargas están aplicadas en o cerca de la cara superior del elemento,
- (c) no existen cargas concentradas entre la cara del apoyo y la ubicación de la sección crítica definida en 11.1.3.1 ú 11.1.3.2.

11.1.3.1 Para elementos no preesforzados, se permite diseñar las secciones localizadas a una distancia menor a d , medida desde la cara del apoyo, para la fuerza cortante V_u calculada a la distancia d de la cara del apoyo (figuras 11.1.3.1 a y b).

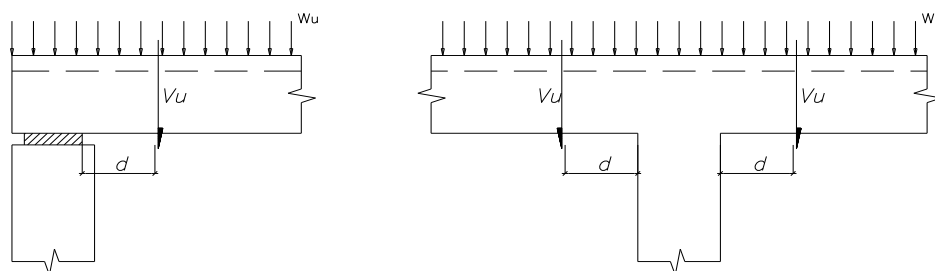


Fig. 11.1.3.1.a Condiciones de apoyo y de aplicación de las cargas externas en las cuales se puede reducir la fuerza V_u de diseño a d de la cara.

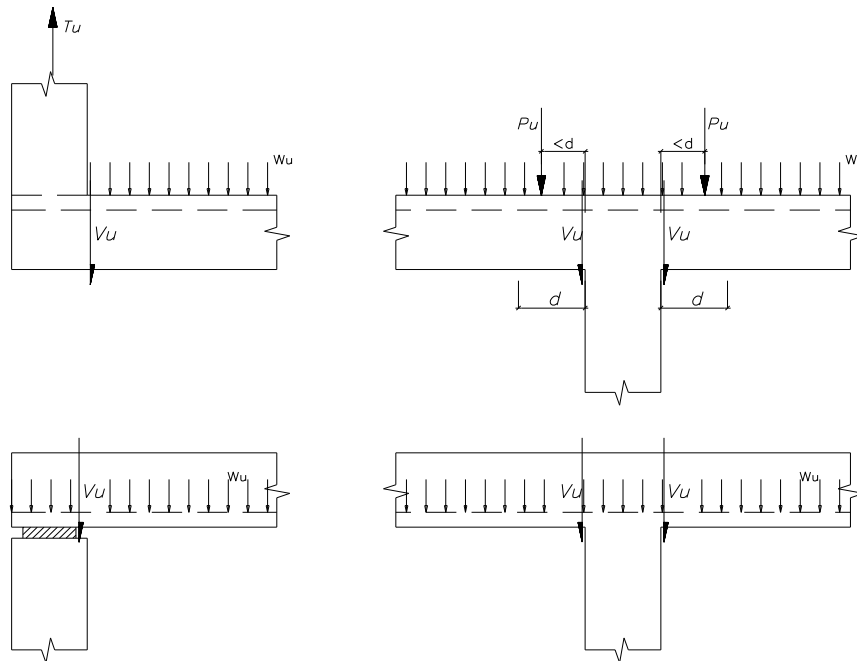


Fig. 11.1.3.1.b Condiciones de apoyo y de aplicación de las cargas externas en las cuales no se puede reducir la fuerza V_u de diseño.

- 11.1.3.2** Para elementos de concreto preesforzado, se permite diseñar las secciones localizadas a una distancia menor que $0,5 h$ (h es el peralte total del elemento) desde la cara del apoyo, para la fuerza cortante V_u calculada a la distancia $0,5 h$ de la cara del apoyo.
- 11.1.4** Para elementos de gran peralte, losas, zapatas, muros, ménsulas y cartelas, deben aplicarse las disposiciones especiales de 11.8 a 11.12.
- 11.1.5** Para elementos de concreto armado, tales como vigas y columnas, sometidos a fuerzas cortantes que actúan a lo largo de ejes ortogonales, se permite ignorar el efecto del cortante biaxial si los esfuerzos cortantes (v_{ux} , v_{uy}) cumplen con a) ó b):

$$\text{a) } \frac{v_{ux}}{\phi v_{nx}} \leq 0,5 \quad \text{b) } \frac{v_{uy}}{\phi v_{ny}} \leq 0,5$$

En caso contrario deberá diseñarse la sección para cumplir con la siguiente ecuación:

$$\frac{v_{ux}}{\phi v_{nx}} + \frac{v_{uy}}{\phi v_{ny}} \leq 1,5$$

11.2 CONCRETO LIVIANO

- 11.2.1** Cuando se emplea concreto con agregado liviano, debe utilizarse el factor λ definido en 8.6 salvo en 11.7 (Cortante por fricción).

11.3 RESISTENCIA AL CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO EN ELEMENTOS NO PREEFORZADOS

- 11.3.1** La resistencia nominal proporcionada por el concreto, V_c , debe calcularse según las disposiciones de 11.3.1.1 a 11.3.1.3, a menos que se haga un cálculo más detallado de acuerdo con 11.3.2.

- 11.3.1.1** Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b w d \quad (11-3)$$

- 11.3.1.2** Para elementos sometidos a compresión axial N_u :

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b w d \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \leq 0,42 \lambda \sqrt{f'_c} b w d \quad (11-4)$$

La cantidad N_u/A_g debe expresarse en MPa.

11.3.1.3 Para elementos sometidos a tracción axial significativa, V_c debe tomarse como cero a menos que se haga un análisis más detallado usando 11.3.2.3.

11.3.2 Se permite calcular V_c mediante el método más detallado de 11.3.2.1 a 11.3.2.2.

11.3.2.1 Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = (0,16 \lambda \sqrt{f'_c} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \leq 0,29 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-5)$$

El término $V_u d / M_u$ no debe tomarse mayor que 1,0 al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5). M_u y V_u deben determinarse en la sección analizada para la misma combinación de cargas.

11.3.2.2 Para elementos sometidos a tracción axial significativa:

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \left(1 - \frac{0,29 Nu}{A_g} \right) \geq 0 \quad (11-6)$$

donde Nu es la fuerza de tracción y Nu/A_g debe expresarse en MPa.

11.3.3 Para elementos circulares, en el cálculo de V_c y V_s , se permite asumir:

- El valor de d igual al diámetro de la sección
- b_w igual al diámetro en secciones circulares sólidas
- b_w igual a dos veces el espesor de la pared en secciones circulares huecas

11.4 RESISTENCIA AL CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO EN ELEMENTOS PREENFORZADOS

11.4.1 Esta sección se aplica en elementos postensados y pretensados en regiones donde la fuerza efectiva en el refuerzo preesforzado es transferida por completo al concreto. Para regiones de elementos preesforzados donde la fuerza efectiva en el refuerzo preesforzado no es transferida por completo al concreto, rigen las disposiciones de 11.4.4

En los requisitos de 11.4, el peralte efectivo d , debe tomarse como la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal preesforzado y no preesforzado en tracción, si lo hay, pero no hay necesidad de tomarlo menor que $0,80 h$.

11.4.2 Para elementos con una fuerza efectiva de preesfuerzo no menor al 40% de la resistencia a la tracción del acero de preesfuerzo por flexión ($A_{ps} f_{pe} \geq 0,4 (A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$), se permite utilizar la ecuación 11-9, salvo que se efectúe un cálculo más detallado de acuerdo con 11.4.3.

$$V_c = \left(0,05 \lambda \sqrt{f'_c} + 4,8 \frac{V_u dp}{M_u} \right) b_w d \leq 0,42 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-9)$$

M_u y V_u deben determinarse en la sección analizada para la misma combinación de cargas. Además $V_u dp / M_u$ no se debe tomar mayor que 1,0.

No es necesario considerar V_c menor que $0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$.

11.4.3 Para los cálculos más detallados permitidos en 11.4.2, V_c debe tomarse como el menor valor entre V_{ci} y V_{cw} calculados de acuerdo con 11.4.3.1, 11.4.3.2 ó 11.4.3.3 respectivamente.

11.4.3.1 La resistencia a flexión – cortante, V_{ci} , se determina como el mayor valor que resulte de aplicar las ecuaciones 11-10a y 11-10b:

$$V_{ci} = 0,05 \lambda \sqrt{f'_c} b_w dp + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \quad (11-10a)$$

$$V_{ci} = 0,14 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-10b)$$

En la ecuación 11-10a, no hay necesidad de considerar dp menor que $0,80h$. Los valores de M_{max} y V_i se deben calcular con la combinación de carga que causa el máximo momento amplificado en la sección y M_{cre} se calcula con:

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{Y_t} \right) (0,5\lambda\sqrt{f'c} + f_{pe} - fd) \quad (11-11)$$

fd es el esfuerzo debido a la carga muerta no amplificada en la fibra extrema de una sección en la cual el esfuerzo de tracción es producido por cargas externas.

11.4.3.2 La resistencia a cortante en el alma, V_{cw} , se debe calcular con:

$$V_{cw} = (0,29\lambda\sqrt{f'c} + 0,3f_{pc}) b_w dp + V_p \quad (11-12)$$

donde no hay necesidad de tomar dp menor de $0,80h$. V_p es la componente vertical del preesfuerzo efectivo.

11.4.3.3 Alternativamente, V_{cw} puede calcularse como la fuerza cortante que corresponde a la carga muerta más la carga viva que produce un esfuerzo principal de tracción de $0,33\lambda\sqrt{f'c}$ en la ubicación señalada en (a) o (b).

a) Cuando el eje neutro de la sección transversal preesforzada se encuentra en el alma, el esfuerzo principal a tracción se debe calcular en el eje neutro.

b) Cuando el eje neutro de la sección transversal preesforzada se encuentra en el ala, el esfuerzo principal a tracción se debe calcular en la intersección del ala con el alma.

En elementos compuestos, el esfuerzo principal de tracción se debe calcular utilizando la sección transversal que resiste la carga viva.

11.4.4 Resistencia al cortante, V_c , para elementos pretensados en regiones de fuerza preesforzada reducida

11.4.4.1 Al calcular V_c la longitud de transferencia del refuerzo preesforzado, l_{tr} , se debe suponer como $50 db$ en torones y de $100 db$ en alambres individuales.

11.4.4.2 Cuando la adherencia de los tendones se extienda hasta el extremo del miembro, la fuerza efectiva de preesforzado puede suponerse que varía linealmente desde cero en el extremo del acero de preesforzado hasta un máximo a una distancia l_{tr} del extremo del acero de preesforzado.

11.4.4.3 En las ubicaciones correspondientes a una fuerza efectiva de preesforzado reducido, de acuerdo con 11.4.4.2, el valor de V_c debe ser calculado de acuerdo con (a) hasta (c):

a) Se debe usar la fuerza efectiva de preesforzado reducida para determinar la aplicabilidad de 11.4.2.

b) Se debe usar la fuerza efectiva de preesforzado reducida para calcular V_{cw} en 11.4.3.

c) El valor de V_c calculado usando 11.4.2 no debe exceder el valor de V_{cw} calculado usando la fuerza efectiva de preesforzado reducida.

11.4.4.4 En los tendones en los que la adherencia no se extienda hasta el extremo del miembro, se puede suponer que la fuerza de preesforzado efectivo varía linealmente desde cero en el punto en que comienza la adherencia, hasta un máximo a una distancia l_{tr} desde este punto.

11.4.4.5 En ubicaciones correspondientes a una fuerza efectiva de preesforzado reducida, de acuerdo con 11.4.4.4, el valor de V_c debe ser calculado de acuerdo con (a) hasta (c):

a) Se debe usar la fuerza efectiva de preesforzado reducida para determinar la aplicabilidad de 11.4.2.

b) Se debe usar la fuerza efectiva de preesforzado reducida para calcular V_c de acuerdo con 11.4.3.

c) El valor de V_c calculado usando 11.4.2, no debe exceder el valor de V_{cw} calculado usando la fuerza efectiva de preesforzado reducida.

11.5 RESISTENCIA PROPORCIONADA POR EL REFUERZO DE CORTANTE

11.5.1 Tipos de refuerzo de cortante

11.5.1.1 Se permite utilizar como refuerzo de cortante:

a) Estribos perpendiculares al eje del elemento.

b) Refuerzo electro soldado con alambres perpendiculares al eje del elemento.

c) Espirales, estribos circulares.

11.5.1.2 Para elementos no preesforzados, también se permite utilizar como refuerzo de cortante:

a) Estribos que formen un ángulo de 45° o más con el refuerzo longitudinal de tracción.

b) Barras dobladas, consistentes en refuerzo longitudinal con una parte doblada que forme un ángulo de 30° o más con el refuerzo longitudinal de tracción.

c) Combinaciones de estribos y refuerzo longitudinal doblado.

11.5.2 Los valores de f_y y f_{yt} usados en el diseño del refuerzo de cortante no deben exceder de 420 MPa.

11.5.3 Cuando los requisitos de 11.5 se utilicen en elementos preesforzados, d debe tomarse como la distancia medida desde la fibra extrema en compresión al centroide de refuerzo longitudinal en tracción, preesforzado y no preesforzado, si lo hay, pero no hay necesidad de tomarlo menor de $0,80h$.

11.5.4 Los estribos y otras barras o alambres usados como refuerzo de cortante deben extenderse hasta una distancia d medida desde la fibra extrema en compresión y deben desarrollarse en ambos extremos de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 12. El refuerzo de cortante y torsión deberá estar anclado de manera adecuada en ambos extremos, a fin de que sea completamente efectivo en cualquiera de los lados de una fisura inclinada potencial.

11.5.5 Límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante

11.5.5.1 El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de $d/2$ en elementos de concreto no preesforzado, de $0,75h$ en elementos preesforzados, ni de 600 mm en ambos casos.

11.5.5.2 Los estribos inclinados y el refuerzo longitudinal doblado deben estar espaciados de manera tal que cada grieta potencial a 45°, que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento, $d/2$, hasta el refuerzo longitudinal de tracción, debe estar cruzada por lo menos por una línea de refuerzo de cortante.

11.5.5.3 Donde V_s sobrepase $0,33\sqrt{f_c} bwd$, las separaciones máximas dadas en 11.5.5.1 y 11.5.5.2 se deben reducir a la mitad.

11.5.6 Refuerzo mínimo de cortante

11.5.6.1 Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_v \min$, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) donde V_u exceda de $0,5 \phi V_c$, excepto en:

(a) Losas macizas y zapatas.

(b) Losas nervadas y aligerados de concreto con viguetas definidas en 8.12.

(c) Vigas con un peralte h menor o igual que 250 mm

11.5.6.2 Cuando se requiera refuerzo de cortante, de acuerdo con 11.5.6.1 o por resistencia y cuando 11.6.4 permita que la torsión sea despreciada, $A_v \min$ para elementos preesforzados (excepto en lo previsto por 11.5.6.3 y no preesforzados se debe calcular mediante:

$$A_v \min = 0,062 \sqrt{f_c} \frac{bw s}{f_{yt}} \geq 0,35 \frac{bw s}{f_{yt}} \quad (11-13)$$

11.5.6.3 Para elementos preesforzados que tengan una fuerza de preesforzado efectiva no menor al 40% de la resistencia a la tracción del refuerzo por flexión ($A_{ps} f_{pu}$), el área de refuerzo para cortante debe ser mayor o igual que el menor valor dado por las ecuaciones (11-13) y (11-14).

$$A_v \min = \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{bw}} \quad (11-14)$$

11.5.7 Diseño del refuerzo para cortante

11.5.7.1 Donde la fuerza cortante V_u exceda de ϕV_c , el refuerzo para cortante debe proporcionarse de acuerdo con las ecuaciones (11-1) y (11-2) y V_s debe calcularse de acuerdo con 11.5.7.2 a 11.5.7.9.

11.5.7.2 Cuando se utilice refuerzo de cortante perpendicular al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s} \quad (11-15)$$

A_v es el área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s , proporcionada por la suma de las áreas de las ramas de los estribos ubicados en el alma.

11.5.7.3 Cuando se usen estribos circulares o espirales como refuerzo de cortante, V_s debe calcularse usando la ecuación (11-15), donde d se define en 11.3.3, A_v debe tomarse como dos veces el área de la barra en un estribo circular o espiral con un espaciamiento s , $f_y t$ es la resistencia a la fluencia del estribo circular o espiral y s se mide en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

11.5.7.4 Cuando se utilicen estribos inclinados como refuerzo de cortante:

$$V_s = \frac{A_v f_y t (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (11-16)$$

donde α es el ángulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento y s se mide en la dirección del eje longitudinal.

11.5.7.5 Cuando el refuerzo de cortante consiste en una barra individual ó en un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \leq 0,25 \sqrt{f_c} b_w d \quad (11-17)$$

donde α es el ángulo entre el refuerzo doblado y el eje longitudinal del elemento.

11.5.7.6 Cuando el refuerzo de cortante consiste en una serie de barras paralelas dobladas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo, V_s se debe calcular por medio de la ecuación (11-16).

11.5.7.7 Solamente las tres cuartas partes centrales de la porción inclinada de cada barra longitudinal que esté doblada se puede considerar efectiva como refuerzo de cortante.

11.5.7.8 Cuando se emplee más de un tipo de refuerzo para cortante para reforzar la misma porción de un elemento, V_s debe calcularse como la suma de los valores calculados para los diversos tipos de refuerzo para cortante empleados.

11.5.7.9 En ningún caso se debe considerar V_s mayor que $0,66 \sqrt{f_c} b_w d$.

11.5.8 Estribos adicionales en vigas que reciben otras vigas

11.5.8.1 Cuando una carga concentrada se transmite a una viga principal a través de vigas secundarias que llegan a sus caras laterales, se tomará en cuenta su efecto sobre la tracción diagonal del elemento principal cerca de la unión, para lo cual se deberá colocar refuerzo transversal de suspensión en la zona de intersección de las vigas, en la viga principal (Fig. 11.5.8).

11.5.8.2 El refuerzo de suspensión estará constituido por estribos cerrados de altura total y deberán proveer una resistencia en tracción en la cara de apoyo de acuerdo con:

$$\phi A_h f_y \geq V_u \frac{h_s}{h_p} \quad (11-18)$$

V_u es la fuerza cortante en la viga secundaria en la cara de encuentro, A_h es el área del refuerzo de suspensión adyacente a la cara de la viga de soporte (principal), h_s y h_p son los peraltes de las vigas secundaria y principal respectivamente y $\phi = 0,85$.

11.5.8.3 El refuerzo calculado, A_h , es adicional al necesario por fuerza cortante y torsión en la viga principal, y se colocará en ella en la longitud indicada en la Fig. 11.5.8

11.5.8.4 Cuando la viga principal soporta vigas a ambos lados, el área del refuerzo de suspensión, A_h , se calculará independientemente para cada cara de la viga principal, y se deberá disponer la mayor de las áreas requeridas para cada cara.

- 11.5.8.5** El refuerzo longitudinal inferior de la viga secundaria deberá colocarse por encima del refuerzo longitudinal inferior de la viga principal, y deberá anclarse adecuadamente en ella.

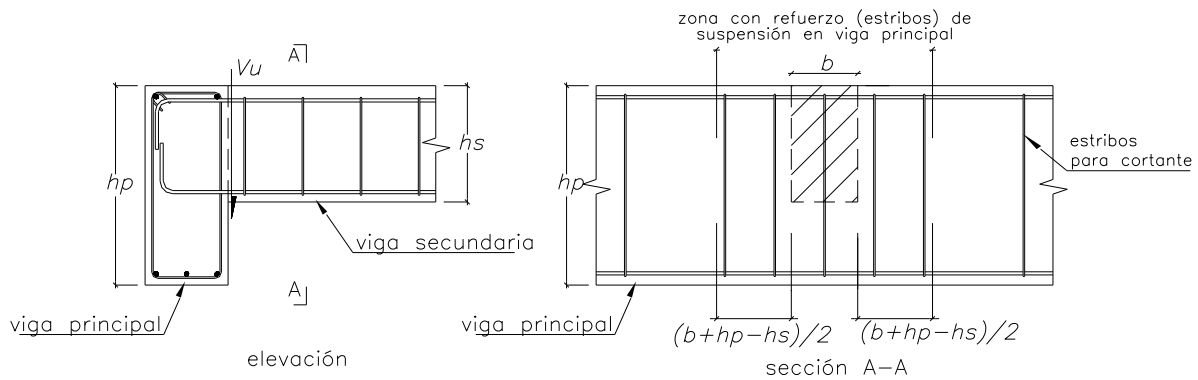


Fig. 11.5.8 Refuerzo de suspensión.

11.5.9 Estribos adicionales en vigas con cargas suspendidas

Si una carga se transmite a una viga de modo que produzca esfuerzos de tracción perpendiculares a su eje, como sucede en vigas que reciben las cargas de las losas en su parte inferior (vigas invertidas), se suministrarán estribos adicionales en la viga, calculados para que transmitan por tracción la carga a la viga.

11.6 DISEÑO PARA TORSIÓN

11.6.1 Los requisitos de esta sección se aplican a los elementos en los cuales $T_u \geq \phi T_{th}$ donde T_{th} es el umbral de torsión definido en 11.6.4.

11.6.2 Los valores de $\sqrt{f'c}$ utilizados en los cálculos de torsión y en el cálculo T_{th} (umbral de torsión) y de T_{cr} (torsor de agrietamiento) no deben exceder de 8,3 MPa.

11.6.3 Los valores de λ deben determinarse de acuerdo a 8.6.

11.6.4 Casos en los cuales puede ignorarse la torsión (Umbral de Torsión)

11.6.4.1 El umbral de torsión (T_{th}) se define como la cuarta parte del momento torsor de agrietamiento, T_{cr} . Los momentos torsores que no exceden del umbral de torsión, no producen una reducción significativa en la resistencia a flexión ni en la resistencia al cortante, por lo que pueden ser ignorados.

En consecuencia se permite despreciar los efectos de la torsión si el momento torsor amplificado T_u es menor que ϕT_{th} :

1) En secciones macizas el umbral de torsión se calcula con:

(a) en elementos no preesforzados:

$$\phi T_{th} = \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (11-19)$$

(b) en elementos preesforzados:

$$\phi T_{th} = \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,33 \lambda \sqrt{f'c}}} \quad (11-20)$$

(c) Para elementos no preesforzados sometidos a tracción axial o fuerzas de compresión:

$$\phi T_{th} = \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0,33 A_g \lambda \sqrt{f'c}}} \quad (11-21)$$

N_u es positivo para fuerzas de compresión y negativo para fuerzas de tracción.

En elementos construidos monólicamente con una losa, el ancho sobresaliente del ala usado para calcular A_{cp} y P_{cp} debe cumplir con 13.2.5 (ver figura 11.6.4).

- 2) En secciones huecas el umbral de torsión se calcula con las ecuaciones anteriores para secciones macizas, utilizando A_g en lugar de A_{cp} y los límites externos de la sección deben cumplir con 13.2.5.

11.6.4.2 Para los elementos aislados con alas y para elementos construidos monolíticamente con una losa, el ancho sobresaliente del ala utilizado para calcular A_{cp} y P_{cp} debe cumplir con 13.2.5 (ver figura 11.6.4), excepto que las alas sobresalientes pueden despreciarse cuando el parámetro A_{cp}^2 / P_{cp} calculado para una viga con alas es menor al calculado para la misma viga ignorando las alas.

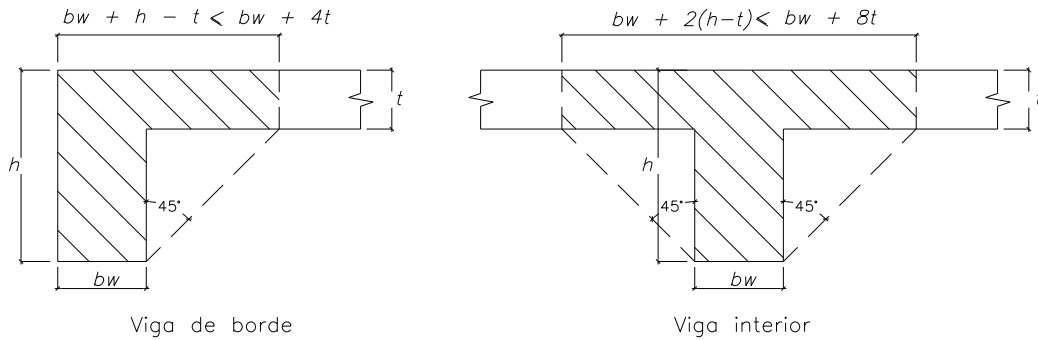


Fig. 11.6.4 Ejemplos de la porción de losa que debe considerarse para el cálculo de A_{cp} y P_{cp} .

11.6.5 Cálculo del momento torsor amplificado (torsión de equilibrio y torsión de compatibilidad)

11.6.5.1 Si el momento torsor amplificado T_u en un elemento es indispensable para mantener el equilibrio del sistema (torsión de equilibrio) y su valor excede el valor del umbral de torsión dado en 11.6.4, el elemento debe ser diseñado para soportar el íntegro de T_u de acuerdo con 11.6.6 a 11.6.9.

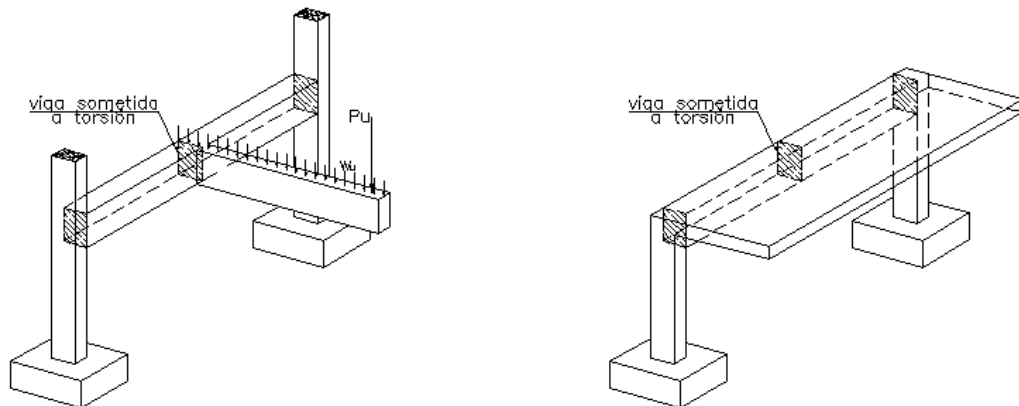


Fig. 11.6.5 a Casos en los cuales la resistencia a la torsión es indispensable para el equilibrio de la estructura (torsión de equilibrio).

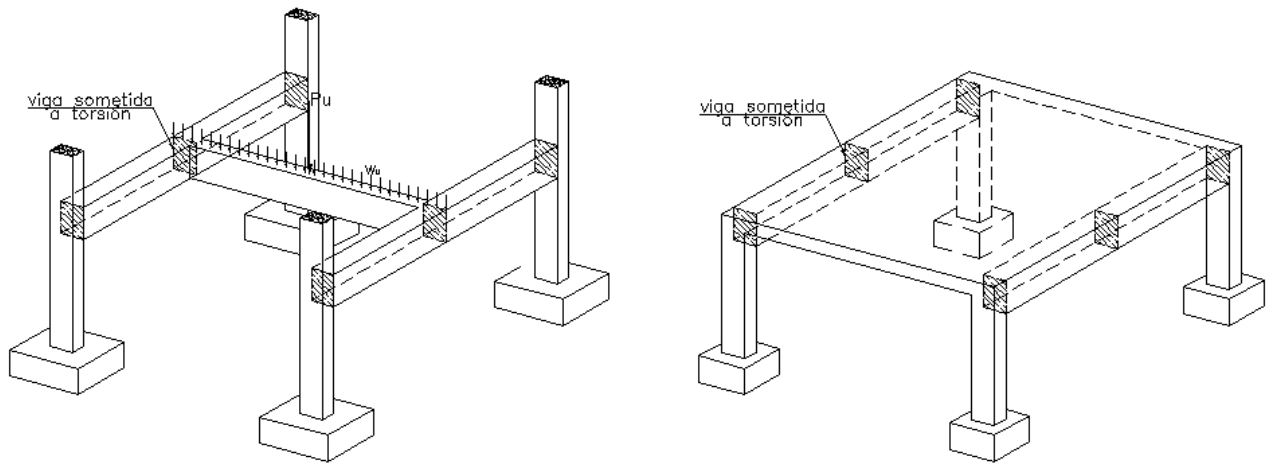


Fig. 11.6.5 b Casos en los cuales la resistencia a la torsión no es indispensable para el equilibrio de la estructura (torsión de compatibilidad).

11.6.5.2 En estructuras estáticamente indeterminadas (figura 11.6.5 b), en las cuales $T_u \geq \phi T_{th}$ y donde se puede producir una reducción del momento torsor en el elemento debido a la redistribución de fuerzas internas después del agrietamiento por torsión ($T_u > \phi T_{cr}$), se permite reducir el máximo torsor T_u al valor de ϕT_{cr} definido en (a), (b) o (c) según corresponda:

a) En elementos no preesforzados, en las secciones descritas en 11.6.5.4:

$$\phi T_{cr} = \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (11-22)$$

b) En elementos preesforzados, en las secciones descritas en 11.6.5.5:

$$\phi T_{cr} = \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,33 \lambda \sqrt{f'_c}}} \quad (11-23)$$

c) Para elementos no preesforzados sometidos a una fuerza axial de tracción o compresión:

$$\phi T_{cr} = \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{Nu}{0,33 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}} \quad (11-24)$$

Donde Nu es positivo para fuerzas axiales de compresión y negativo para tracción.

Para secciones huecas, A_{cp} no debe ser reemplazado por A_g en 11.6.5.2.

En los casos (a), (b) ó (c), los momentos de flexión y las fuerzas cortantes redistribuidas a los elementos adyacentes deben usarse en el diseño de estos elementos.

11.6.5.3 A menos que se determine por medio de un análisis más exacto, se permite asumir que los momentos torsores externos provenientes de las losas se distribuyen uniformemente a lo largo del elemento.

11.6.5.4 En elementos no preesforzados, las secciones ubicadas a menos de una distancia d de la cara de un apoyo deben ser diseñadas por lo menos para el valor de T_u calculado a una distancia d . Si existe un momento torsor concentrado dentro de dicha distancia, la sección crítica de diseño debe ser la cara del apoyo.

11.6.5.5 En elementos preesforzados, las secciones ubicadas a menos de una distancia $h/2$ de la cara de un apoyo deben ser diseñadas por lo menos para el valor de T_u calculado a una distancia $h/2$. Si existe un momento torsor concentrado dentro de dicha distancia, la sección crítica de diseño debe ser la cara del apoyo.

11.6.6 Resistencia a la torsión

11.6.6.1 Donde el momento torsor T_u excede el momento torsor especificado en 11.6.4, el diseño de la sección debe basarse en:

$$\phi T_n \geq T_u \quad (11-25)$$

11.6.6.2 Para elementos preesforzados y no preesforzados T_n , debe ser el menor de::

$$a) \quad T_n = \frac{2 A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (11-26)$$

$$b) \quad T_n = \frac{2 A_o A_l f_{yt}}{ph} \cot \theta \quad (11-27)$$

A_o debe determinarse por análisis y θ no debe tomarse menor a 30° ni mayor que 60° .

A_t es el área de una rama de estribo que resiste la torsión; A_l es el área del refuerzo longitudinal que resiste la torsión y ph es el perímetro del estribo cerrado colocado más afuera en la sección.

11.6.6.3 En 11.6.6.2 se permite tomar A_o igual a $0,85 A_{oh}$. Siendo A_{oh} el área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para resistir la torsión.

11.6.6.4 En 11.6.6.2 se permite tomar θ igual a:

- 45° en elementos no preesforzados o con un preesfuerzo ($A_{ps} f_{se}$) menor al indicado en (b),
- $37,5^\circ$ para elementos preesforzados con una fuerza efectiva de preesforzado $A_{ps} f_{se} \geq 0,4 (A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$.

11.6.6.5 Las dimensiones de la sección transversal deben ser tales que:

(a) en secciones sólidas:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u Ph}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'_c}\right) \quad (11-28)$$

(b) en secciones huecas:

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u Ph}{1,7 A_{oh}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'_c}\right) \quad (11-29)$$

Para elementos preesforzados, d debe determinarse de acuerdo con 11.5.3.

11.6.6.6 Si el espesor de la pared varía a lo largo del perímetro de una sección hueca, la ecuación (11-29) debe ser evaluada en la ubicación en donde el lado izquierdo de esta inecuación sea máximo.

11.6.6.7 En secciones huecas donde el espesor de la pared es menor que A_{oh} / Ph , el segundo término en la ecuación (11-29) debe ser tomado como:

$$\left(\frac{T_u}{1,7 A_{oh} t}\right)$$

donde t es el espesor de la pared de la sección hueca en la ubicación donde se están verificando los esfuerzos.

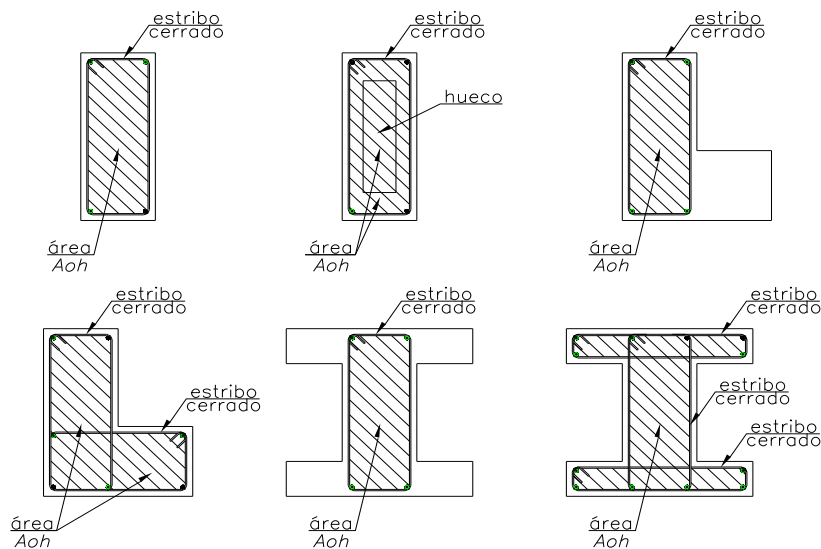


Fig. 11.6.6 Definición de A_{oh} (área sombreada).

11.6.6.8 Los valores de f_y y f_{yt} usados en el diseño del refuerzo transversal y longitudinal para torsión no deben exceder de 420 MPa.

11.6.6.9 El área adicional de refuerzo longitudinal necesario para resistir torsión, A_l , no debe ser menor que:

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 \theta \quad (11-30)$$

donde θ debe tener el mismo valor usado en 11.6.6.2.

f_{yt} se refiere al refuerzo transversal cerrado para torsión y f_y al refuerzo longitudinal de torsión.

A_t/s debe tomarse como la cantidad calculada con la ecuación (11-26) sin modificarla de acuerdo con 11.6.8.2 u 11.6.8.3.

11.6.6.10 El refuerzo necesario para torsión debe ser añadido al necesario para el cortante, momento flector y fuerza axial que actúan en combinación con el momento torsor. Debe cumplirse con el requisito más restrictivo para el espaciamiento y la colocación del refuerzo.

Dado que el área de estribos para cortante, A_v , se define en términos de todas las ramas de los estribos para cortante, mientras que el área de estribos para torsión, A_t , se define en términos de una sola rama, la suma de los estribos se realiza de acuerdo con:

$$\left(\frac{A(v+t)}{s} \right)_{\text{total}} = \frac{A_v}{s} + 2 \left(\frac{A_t}{s} \right) \quad (11-31)$$

En los estribos con más de dos ramas para cortante, sólo las ramas adyacentes a los lados de la sección deben ser incluidas en la suma, dado que las ramas interiores no son efectivas para torsión.

11.6.6.11 Se permite reducir el área de refuerzo longitudinal para torsión en la zona de compresión por flexión en una cantidad igual a $M_u / (0,9 d f_y)$, donde M_u ocurre en la sección simultáneamente con T_u , pero el refuerzo provisto no debe ser menor que el requerido por 11.6.8.3 u 11.6.9.2.

11.6.6.12 En vigas preesforzadas:

- el total del refuerzo longitudinal, incluyendo el acero de preesforzado, debe resistir en cada sección M_u más una fuerza de tracción longitudinal concéntrica adicional igual a $A_l f_y$, basada en el valor de T_u en esa sección, y
- el espaciamiento del refuerzo longitudinal incluyendo los tendones debe satisfacer los requisitos de 11.6.9.2.

11.6.6.13 En vigas preesforzadas, se permite reducir el área de refuerzo longitudinal para torsión, en el lado en compresión por flexión del elemento, por debajo de la requerida en 11.6.6.12 de acuerdo con 11.6.6.11.

11.6.7 Detalles del refuerzo para torsión

11.6.7.1 El refuerzo para torsión debe consistir en barras longitudinales o tendones y en uno o más de los siguientes tipos de refuerzo:

- a) estribos cerrados perpendiculares al eje del elemento, o
- b) un conjunto cerrado compuesto por refuerzo electro soldado de alambre, con alambres transversales perpendiculares al eje del elemento, o
- c) refuerzo en espiral en vigas no preesforzadas.

11.6.7.2 El refuerzo transversal para torsión debe estar anclado mediante ganchos estándar de 135°.

11.6.7.3 El refuerzo longitudinal para torsión debe estar adecuadamente anclado en ambos extremos.

11.6.7.4 En secciones huecas sometidas a torsión, la distancia desde el eje del refuerzo transversal para torsión hasta la cara interior de la pared de la sección hueca no debe ser menor que $0,5 A_{oh} / P_h$.

11.6.8 Refuerzo mínimo para torsión

11.6.8.1 Debe proporcionarse un área mínima de refuerzo para torsión en toda zona donde T_u supere el valor de la torsión dado en 11.6.4.

11.6.8.2 Donde se requiera refuerzo para torsión, el área mínima de estribos cerrados debe calcularse mediante:

$$(A_v + 2A_t)_{\min} = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (11-32)$$

pero no debe ser menor de $(0,35 b_w s) / f_{yt}$.

11.6.8.3 Donde se requiera refuerzo para torsión, el área mínima total de refuerzo longitudinal para torsión, $A_{l,\min}$, debe ser la menor entre 11-33a y 11-33b

$$A_{l,\min} = \frac{0,42 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) P_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (11-33a)$$

$$A_{l,\min} = \frac{0,42 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{0,175 b_w}{f_{yt}} \right) P_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (11-33b)$$

f_{yt} se refiere al refuerzo transversal cerrado para torsión y f_y al refuerzo longitudinal para torsión.

11.6.9 Espaciamiento del refuerzo para torsión

11.6.9.1 El espaciamiento del refuerzo transversal para torsión no debe exceder el menor valor entre $P_h/8$ y 300 mm.

11.6.9.2 El refuerzo longitudinal requerido para torsión debe estar distribuido a lo largo del perímetro del estribo cerrado con un espaciamiento máximo de 300 mm. Las barras longitudinales o tendones deben estar dentro de los estribos. Debe haber al menos una barra longitudinal o tendón en cada esquina de los estribos.

Las barras longitudinales deben tener un diámetro de al menos 0,042 veces el espaciamiento entre estribos, pero no menos de 3/8".

11.6.9.3 El refuerzo para torsión debe extenderse por lo menos una distancia $(b_t + d)$ más allá del punto en que se requiera por análisis.

11.6.10 Diseño alternativo para torsión

Para el diseño a torsión de secciones sólidas dentro del alcance de esta Norma, que tengan una relación de forma de la sección, h/b_t , de tres o más, se puede utilizar otro procedimiento,

cuya idoneidad se haya demostrado por medio del análisis y muestre concordancia con los resultados de ensayos de laboratorio de alcance apropiado. Los numerales 11.6.7 y 11.6.9 deben aplicarse.

11.7 CORTANTE POR FRICCIÓN

11.7.1 Las disposiciones de 11.7 se aplican en secciones donde rige el cortante directo y no la tracción diagonal (por ejemplo, en ménsulas cortas y en detalles de conexiones de estructuras prefabricadas). Estas disposiciones se aplican cuando es adecuado considerar la transmisión del cortante a través de un plano dado, en situaciones tales como:

- una fisura existente o potencial.
- una superficie de contacto entre materiales distintos.
- una superficie de contacto entre dos concretos vaciados en diferentes tiempos.
- en el diseño de los detalles del refuerzo para estructuras prefabricadas de concreto.

11.7.2 El diseño de secciones sometidas a transferencia de cortante por fricción, como las descritas en 11.7.1, deben basarse en la ecuación (11-1), donde V_n se calcula con las disposiciones de 11.7.3.

11.7.3 Debe suponerse que se presenta una fisura a lo largo del plano de cortante considerado. El área requerida de refuerzo de cortante por fricción, A_{vf} , a través del plano de cortante, debe diseñarse mediante 11.7.4 o cualquier otro método de diseño de transferencia de cortante concordante con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

11.7.3.1 Las disposiciones de 11.7.5 a 11.7.10 deben aplicarse para todos los cálculos de resistencia a la transferencia de cortante.

11.7.3.2 La preparación de la superficie del plano (plano de cortante) supuesto en el diseño, debe especificarse en los planos y documentos de construcción.

11.7.4 Método de diseño de cortante por fricción

11.7.4.1 Donde el refuerzo de cortante por fricción es perpendicular al plano de cortante, y no existan cargas axiales de compresión, V_n debe calcularse mediante:

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (11-34)$$

μ es el coeficiente de fricción especificado en 11.7.4.3. A_{vf} es el área del refuerzo que atraviesa el plano de cortante supuesto.

11.7.4.2 Cuando el refuerzo de cortante por fricción está inclinado en relación con el plano de cortante, de manera que la fuerza cortante produce tracción en dicho refuerzo, V_n debe calcularse mediante:

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \operatorname{sen} \alpha + \cos \alpha) \quad (11-35)$$

α es el ángulo menor entre el refuerzo de cortante por fricción y el plano de cortante (Figura 11.7.4.2).

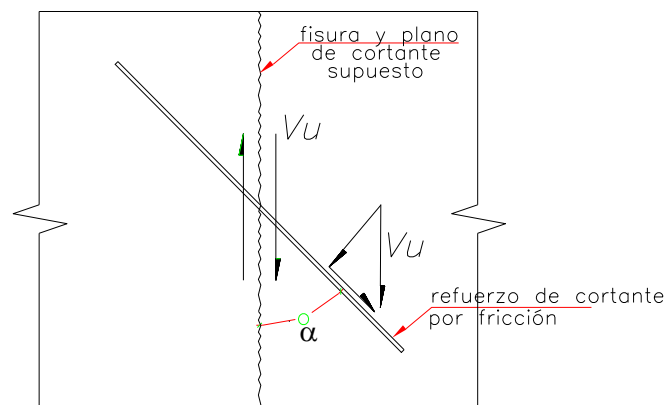


Fig. 11.7.4.2 Refuerzo de cortante por fricción inclinado con respecto a la fisura supuesta.

- 11.7.4.3** El coeficiente de fricción μ en las ecuaciones (11-34) y (11-35) debe ser:
- Para concreto colocado monolíticamente: 1,4 λ
 - Concreto colocado contra concreto endurecido con la superficie de contacto intencionalmente rugosa tal como se especifica en 11.7.9: 1,0 λ
 - Concreto colocado contra concreto endurecido con la superficie de contacto no intencionalmente rugosa: 0,6 λ
 - Concreto anclado a acero estructural laminado mediante conectores (*studs*) con cabeza o mediante barras de refuerzo que cumplan con 11.7.10: 0,7 λ

donde $\lambda = 1,0$ para concreto de peso normal; 0,85 para concreto liviano con arena de peso normal y 0,75 para concreto liviano en todos sus componentes.

- 11.7.5** Para concreto de peso normal ya sea colocado monolíticamente o colocado contra concreto endurecido con una superficie intencionalmente rugosa como se especifica en 11.7.9, V_n no debe tomarse mayor que el menor de los siguientes valores:

- a) $0,2 f'c A_c$
- b) $(3,3 + 0,08 f'c A_c)$ donde el valor de 3,3 está expresado en MPa
- c) $11 A_c$ donde el valor de 11 está expresado en MPa

Para todos los otros casos, V_n no debe tomarse mayor que el menor de los siguientes valores:

- a) $0,2 f'c A_c$
- b) $5,5 A_c$ donde el valor de 5,5 está expresado en MPa

A_c es el área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante en mm^2 .

Si se coloca concreto de menor resistencia contra un concreto de mayor resistencia, el valor de $f'c$ debe ser el correspondiente al concreto de más baja resistencia.

- 11.7.6** El valor de f_y utilizado para el diseño del refuerzo de cortante por fricción no debe exceder 420 MPa.
- 11.7.7** La tracción neta a través del plano de cortante debe ser resistida mediante refuerzo adicional. Se permite tomar la compresión neta permanente a través del plano de cortante como aditiva a la fuerza en el refuerzo de cortante por fricción, $A_v f_y$, al calcular el refuerzo $A_v f$ requerido.
- 11.7.8** El refuerzo de cortante por fricción debe distribuirse apropiadamente a lo largo del plano de cortante y debe estar anclado para desarrollar f_y en ambos lados mediante una longitud embebida en el concreto, ganchos o soldadura a dispositivos especiales.
- 11.7.9** Para los fines de 11.7, cuando el concreto se coloca sobre concreto previamente endurecido, la interfaz donde se produce la transferencia de cortante debe estar limpia y libre de lechada. Cuando μ se supone igual a 1,0 λ la interfaz debe hacerse rugosa con una amplitud completa de aproximadamente 6 mm o más.
- 11.7.10** Cuando el cortante se transfiere entre acero laminado y concreto empleando conectores con cabeza o barras de refuerzo soldadas, el acero debe estar limpio y sin pintura.

11.8 VIGAS DE GRAN PERALTE

- 11.8.1** Las vigas de gran peralte están definidas en 10.7.
- 11.8.2** Las vigas de gran peralte deben diseñarse tomando en cuenta la distribución no lineal de las deformaciones (véase 10.7.2) o utilizando modelos Puntal – Tensor (véase 10.7.3) independientemente de la forma en que son cargadas y apoyadas. En cualquier caso el refuerzo distribuido no será menor que el especificado en 11.8.3 y 11.8.4.
- 11.8.3** El área de refuerzo para cortante perpendicular al refuerzo de tracción por flexión, A_v , no debe ser menor de $0,0025 b_w s$, y su espaciamiento, s , no debe exceder el menor de $d/5$ ó 300 mm.
- 11.8.4** El área de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión, $A_v h$, no debe ser menos de $0,0025 b_w s_2$ y su espaciamiento, s_2 , no debe exceder el menor de $d/5$ ó 300 mm.
- 11.8.5** Cualquiera sea el método de diseño empleado, las vigas de gran peralte deberán dimensionarse de tal manera que cumplan con:

$$V_n \leq 0,83 \sqrt{f'c} b_w d \quad (11-36)$$

- 11.8.6** Alternativamente, si no se emplean modelos Puntal – Tensor, el diseño por cortante de los elementos de gran peralte sujetos a flexión cargados en la parte superior y apoyadas en la cara opuesta, podrá basarse en las ecuaciones (11-1) y (11-2). La resistencia al corte del concreto, V_c , estará de acuerdo con 11.8.6.2 y la resistencia al corte provista por el refuerzo, V_s , estará de acuerdo con 11.8.6.3:

Adicionalmente deberán tomarse en cuenta 11.1.1.1, 11.1.1.2, 11.1.2, 11.3.1.3 y 11.5.2.

- 11.8.6.1** La sección crítica para fuerza cortante se considerará situada a una distancia del paño del apoyo igual a $0,15l_n$ en vigas con carga uniformemente repartida, e igual a la mitad de la distancia a la carga más cercana en vigas con cargas concentradas pero no se supondrá a más de d del paño del apoyo si las cargas y reacciones comprimen directamente dos caras opuestas de la viga, ni a más de $0,5d$ en caso contrario.

- 11.8.6.2** La contribución del concreto V_c debe evaluarse según:

$$V_c = 0,17\sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-37)$$

- 11.8.6.3** Donde V_u exceda la resistencia al corte proporcionada por el concreto, ϕV_c , debe proveerse refuerzo por corte. La resistencia provista por el refuerzo, V_s , se calculará con la expresión:

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{l_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_v h}{s_2} \left(\frac{11 - \frac{l_n}{d}}{12} \right) \right] f_y d \quad (11-38)$$

A_v : Área de refuerzo por corte, perpendicular al refuerzo de tracción por flexión espaciado una distancia s .

$A_v h$: Área de refuerzo por corte, paralelo al refuerzo de flexión espaciado una distancia s_2 .

- 11.8.6.4** El refuerzo por fuerza cortante requerido en la sección crítica definida en 11.8.6.1 deberá emplearse en toda la longitud del tramo.

- 11.8.6.5** En vigas de gran peralte cuando las cargas se apliquen a través de los lados o en la parte inferior de la viga, el diseño del refuerzo vertical por fuerza cortante será igual que para vigas de poco peralte (esbeltas) y se deberá suministrar refuerzo vertical adicional que sea capaz de soportar en tracción la carga vertical (véase 11.5.9). Adicionalmente, el refuerzo vertical y horizontal por cortante no serán menores que los especificados en 11.8.3 y 11.8.4.

- 11.8.6.6** Para el anclaje del refuerzo en tracción véase 12.11.6

11.9 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA BRAQUETES

- 11.9.1** Los braquetes son voladizos cortos, de sección constante o variable, que tienden a actuar como vigas de gran peralte más que como elementos esbeltas a flexión diseñados por corte.

Se permite el diseño de ménsulas y cartelas para cualquier relación av/d utilizando modelos Puntal – Tensor (véase 8.1.2).

Se pueden diseñar ménsulas y cartelas utilizando las disposiciones de 11.9, cuando se cumplan las dos siguientes condiciones:

- av/d , no es mayor que 1, y
- La fuerza amplificada horizontal de tracción, N_{uc} , no es mayor que V_u .

El peralte efectivo, d , debe ser determinado en la cara del apoyo.

- 11.9.2** La altura en el borde exterior del área de apoyo no debe ser menor de $0,5d$.

- 11.9.3** En todos los cálculos de diseño de acuerdo con 11.9, ϕ debe tomarse igual a 0,85.

- 11.9.4** La sección en la cara del apoyo debe diseñarse para resistir simultáneamente con la fuerza cortante V_u , un momento amplificado $M_u = [V_u av + N_{uc} (h - d)]$ y una fuerza horizontal amplificada de tracción, N_{uc} .

La fuerza de tracción horizontal, N_{uc} , que actúa sobre una ménsula o cartela, debe considerarse como una carga viva aun cuando la tracción resulte de la restricción al flujo plástico, retracción o variación de temperatura.

La fuerza de tracción amplificada, N_{uc} , no debe tomarse menor que $0,2 V_u$ a menos que se tomen disposiciones especiales para evitar las fuerzas de tracción.

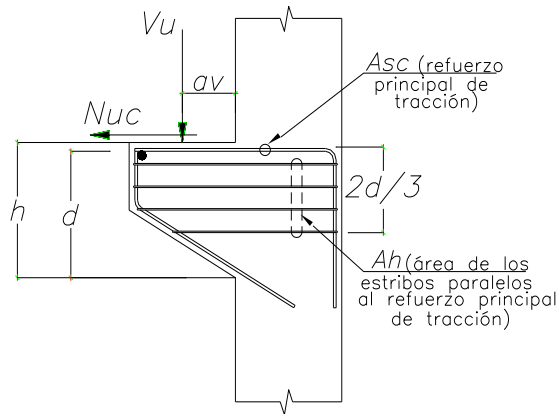


Fig. 11.9 Notación utilizada en 11.9

- 11.9.5** La resistencia nominal al cortante V_n proporcionada por $A_v f$ debe calcularse de acuerdo con los requisitos de cortante por fricción de 11.7, donde $A_v f$ es el área de refuerzo que cruza el plano de cortante supuesto.
- 11.9.6** Para concreto de densidad normal, las dimensiones de las ménsulas o cartelas, deben seleccionarse de tal modo que V_n no exceda del menor de:
- $0,2 f'c b w d$
 - $(3,3 + 0,08 f'c) b w d$ donde el valor de 3,3 está expresado en MPa
 - $11 b w d$ donde el valor de 11 está expresado en MPa
- 11.9.7** Para el concreto liviano en todos sus componentes o concreto liviano con arena de peso normal, las dimensiones de las ménsulas o cartelas, deben seleccionarse de tal modo que V_n no exceda del menor del menor de:
- $(0,2 - 0,07 a_v / d) f'c b w d$
 - $(5,5 - 1,9 a_v / d) b w d$.donde los valores 5,5 y 1,9 están en MPa
- 11.9.8** El refuerzo A_f para resistir el momento amplificado, M_u , definido en 11.9.4 debe calcularse de acuerdo con 10.2 y 10.3.
- 11.9.9** El refuerzo A_n para resistir la fuerza amplificada de tracción N_{uc} debe determinarse mediante:
 $\phi A_n f_y \geq N_{uc}$.
- 11.9.10** El área del refuerzo principal de tracción, A_{sc} , no debe ser menor que la mayor entre:
- $(A_f + A_n)$
 - $\left(\frac{2}{3} A_v f + A_n \right)$.
 - $0,04 \left(\frac{f'c}{f_y} \right) b w d$
- 11.9.11** El área total, A_h , de los estribos paralelos al refuerzo principal de tracción no debe ser menor que $0,5 (A_{sc} - A_n)$. El área A_h debe distribuirse uniformemente dentro de los $(2d/3)$ adyacentes al refuerzo principal de tracción.
- 11.9.12** En la cara frontal de una ménsula o cartela, el refuerzo principal de tracción debe anclarse de acuerdo con uno de los métodos siguientes:
- Mediante soldadura estructural a una barra transversal de por lo menos el mismo diámetro. La soldadura debe diseñarse para desarrollar f_y del refuerzo principal de tracción.
 - Mediante doblado hacia atrás del refuerzo principal de tracción para formar un lazo horizontal.

(c) Mediante algún otro medio probado de anclaje.

11.9.13 El área de apoyo sobre una ménsula o cartela no debe proyectarse más allá de la porción recta de las barras de refuerzo principal de tracción ni proyectarse más allá de la cara interior de la barra transversal de anclaje (cuando ésta exista).

11.10 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA MUROS

11.10.1 El diseño para fuerzas cortantes perpendiculares al plano del muro debe hacerse según lo estipulado en las disposiciones para losas de 11.12.

11.10.2 El diseño para fuerzas cortantes horizontales en el plano del muro debe hacerse de acuerdo con las disposiciones de 11.10.3 a 11.10.10. Para muros estructurales que resistan cargas en su plano originadas por la acción de los sismos, se aplicará adicionalmente lo dispuesto en 21.9.

11.10.3 El diseño por corte de muros para fuerzas horizontales en su plano, se basará en las ecuaciones (11-1) y (11-2) donde la resistencia al corte del concreto V_c estará de acuerdo con 11.10.5 y 11.10.6 y la resistencia al cortante provista por el refuerzo, V_s , estará de acuerdo con 11.10.10.

11.10.4 La resistencia V_n , en cualquier sección horizontal para cortante en el plano del muro no debe tomarse mayor que:

$$V_n \leq 0,83 \sqrt{f'_c} A_{cw}$$

donde A_{cw} representa el área de corte de la sección transversal del muro (área del alma) o del alma del segmento del muro considerado.

11.10.5 La contribución del concreto, V_c , no debe exceder de:

$$V_c = A_{cw} \left(\lambda \alpha_c \sqrt{f'_c} \right) \quad (11-39)$$

donde el coeficiente α_c es 0,25 para $hm/lm \leq 1,5$; 0,17 para $hm/lm \geq 2,0$ y varía linealmente entre 0,25 y 0,17 para hm/lm entre 1,5 y 2,0. lm es la longitud total del muro o del segmento del muro considerado y hm es la altura total del muro.

11.10.6 Para muros o segmentos de muros sometidos a una tracción axial N_u (caso por ejemplo de muros acoplados con vigas) el valor de V_c obtenido de la ecuación (11-39) se multiplicará por el factor $(1 - 0,29 N_u/A_g) \geq 0$, donde N_u/A_g debe expresarse en MPa.

11.10.7 Donde V_u sea menor que $0,085 \sqrt{f'_c} A_{cw}$, el refuerzo distribuido debe proporcionarse según lo estipulado en 11.10.10 con los siguientes mínimos:

a) La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002.

b) La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015.

El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de tres veces el espesor del muro ni de 400 mm.

11.10.8 Donde V_u sea mayor que $0,085 \sqrt{f'_c} A_{cw}$ el refuerzo del muro para resistir el cortante debe proporcionarse según lo estipulado en 11.10.10.

11.10.9 El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía referida al área total de concreto exceda de 0,01.

11.10.10 Diseño del refuerzo para cortante en muros

11.10.10.1 Donde V_u exceda la resistencia al corte ϕV_c , deberá proveerse refuerzo por corte. La resistencia V_s se calculará con la expresión:

$$V_s = A_{cw} \rho_h f_y \quad (11-40)$$

donde ρ_h es la cuantía de refuerzo horizontal para cortante con espaciamiento s .

11.10.10.2 La cuantía de refuerzo horizontal para cortante no debe ser menor que 0,0025 y su espaciamiento no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 400 mm.

11.10.10.3 La cuantía de refuerzo vertical para cortante, ρ_v no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0,0025) \geq 0,0025$$

Donde hm es la altura total del muro y lm es la longitud total del muro.

ρ_v no necesita ser mayor que el valor de ρ_h requerido por 11.10.10.1

11.10.10.4 El espaciamiento del refuerzo vertical para cortante no debe exceder no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 400 mm.

11.10.10.5 Cuando el espesor del muro sea mayor que 200 mm deberá distribuirse el refuerzo horizontal y vertical por cortante en las dos caras del muro.

11.10.10.6 Todas las juntas de construcción en los muros estructurales deben cumplir con lo indicado en 6.4. El refuerzo vertical distribuido en el alma del muro debe asegurar una adecuada resistencia al corte por fricción en todas las juntas de acuerdo a lo indicado en 11.7.4. Podrá incluirse la compresión neta permanente, N_u , a través del plano de cortante como aditiva a la fuerza en el refuerzo. En este caso, la resistencia a corte por fricción se calculará con:

$$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v f_y) \quad \text{con } \phi = 0.85$$

El coeficiente de fricción (μ) debe ajustarse a lo dispuesto en 11.7.4. Se deberá indicar claramente en los planos el detalle de la junta y su tratamiento.

11.11 TRANSMISIÓN DE MOMENTOS A LAS COLUMNAS

11.11.1 Cuando las cargas de gravedad, viento, sismo u otras fuerzas laterales produzcan transmisión de momentos en las conexiones de los elementos de la estructura a las columnas, el cortante que se derive de la transmisión de momento debe tomarse en consideración en el diseño del refuerzo transversal de las columnas.

11.11.2 Las conexiones (nudos) deben tener refuerzo transversal no menor al requerido por la ecuación (11-13) dentro de la columna a una altura igual a la del elemento de mayor peralte que concurra al nudo. Este requisito podrá obviarse cuando el nudo esté confinado en sus lados por vigas o losas de aproximadamente igual peralte. Véase 7.9.

11.12 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA LOSAS Y ZAPATAS

11.12.1 La resistencia a cortante de losas y zapatas en la cercanía de las columnas, de las cargas concentradas o de las reacciones está regida por la más severa de las siguientes dos condiciones:

11.12.1.1 Comportamiento como viga, en el cual la losa o zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderían en un plano que abarca todo el ancho del elemento. Cada sección crítica que debe investigarse se extiende en un plano a través del ancho total. Para el comportamiento como viga, la losa o la zapata deben diseñarse de acuerdo con 11.1 a 11.5.

11.12.1.2 Comportamiento en dos direcciones, de manera que el agrietamiento se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncados en torno a la carga o reacción concentrada. La superficie crítica equivalente que deberá investigarse estará localizada de modo que su perímetro, b_o , sea mínimo, pero no necesita estar más cerca de $d/2$ desde:

- a) los bordes o las esquinas de las columnas, cargas concentradas, o áreas de reacción, o
- b) los cambios en el espesor de la losa, tales como los bordes de capiteles o ábacos.

Para columnas cuadradas o rectangulares, cargas concentradas o áreas de reacción, se permite utilizar secciones críticas equivalentes suponiendo cuatro lados rectos.

Para columnas o pedestales de forma circular o de polígono regular, se permite utilizar secciones críticas equivalentes a la correspondiente a una columna cuadrada de área equivalente.

Para losas o zapatas con comportamiento en dos direcciones, el diseño debe realizarse de acuerdo con 11.12.2 a 11.12.5.

11.12.2 El diseño de una losa o zapata con comportamiento en dos direcciones debe basarse en las ecuaciones (11-1) y (11-2). Además:

- V_c debe ser calculado de acuerdo con 11.12.2.1, 11.12.2.2, u 11.12.3.1.
- V_s debe ser calculado de acuerdo con 11.12.3.
- Cuando el momento es transferido entre una losa y una columna, debe cumplirse 11.12.7.

11.12.2.1 Para losas no preesforzadas y zapatas, V_c debe ser el menor entre (a), (b) y (c):

$$a) \quad V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-41)$$

donde β es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna, la carga concentrada o el área de reacción.

$$b) \quad V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-42)$$

donde α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde, y 20 para columnas en esquina.

$$c) \quad V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-43)$$

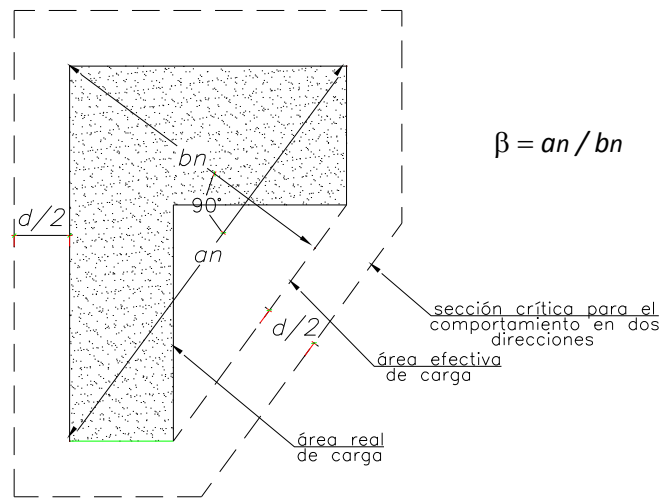


Fig. 11-12.2.1 Valores de β en un área cargada no rectangular.

11.12.2.2 En columnas de losas preesforzadas en dos direcciones que cumplan con los requisitos de 18.9.3:

$$V_c = \left(\beta_p \lambda \sqrt{f'_c} + 0,3 f_{pc} \right) b_o d + V_p \quad (11-44)$$

donde β_p es el menor entre 0,29 y $0,0083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 1,5 \right)$, α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina, b_o es el perímetro de la sección crítica definida en 11.12.1.2, f_{pc} se toma como el valor promedio de f_{pc} para las dos direcciones y V_p es la componente vertical de todas las fuerzas efectivas de preesforzado que cruzan la sección crítica.

Se permite calcular V_c con la ecuación (11-44) si se satisfacen las tres condiciones siguientes; en caso contrario se debe aplicar 11.12.2.1:

- Ninguna porción de la sección transversal de una columna debe estar más cerca a un borde discontinuo que cuatro veces el espesor de la losa.
- El valor de $\sqrt{f'_c}$ utilizado en la ecuación (11-44) no debe tomarse mayor que 5,8 MPa.
- En cada dirección f_{pc} no debe ser menor que 0,9 MPa, ni tomarse mayor que 3,5 MPa.

11.12.3 Se permite emplear refuerzo de cortante consistente en barras o alambres y estribos de una o varias ramas en losas y zapatas con un peralte efectivo, d , mayor o igual a 150 mm, pero no menor de 16 veces el diámetro de la barra de refuerzo por cortante. El refuerzo por cortante debe estar en concordancia con 11.12.3.1 a 11.12.3.4.

11.12.3.1 V_n debe calcularse con la ecuación (11-2), donde V_c no debe tomarse mayor que $0,17\lambda\sqrt{f'_c} b_o d$ y V_s debe calcularse de acuerdo con 11.5. En la ecuación 11-15 A_v debe tomarse como el área de sección transversal de todas las ramas de refuerzo en una línea periférica que es geoméricamente similar al perímetro de la sección de la columna.

11.12.3.2 V_n no debe considerarse mayor que $0,5\sqrt{f'_c} b_o d$.

11.12.3.3 La distancia entre la cara de la columna y la primera línea de las ramas de los estribos que rodean la columna no debe exceder a $0,5d$. El espaciamiento entre las ramas adyacentes de los estribos en la primera línea de refuerzo para cortante no debe exceder los $2d$ medidos en una dirección paralela a la cara de la columna. El espaciamiento entre las líneas sucesivas de refuerzo para cortante que rodean la columna no debe exceder de $d/2$ en una dirección perpendicular a la cara de la columna.

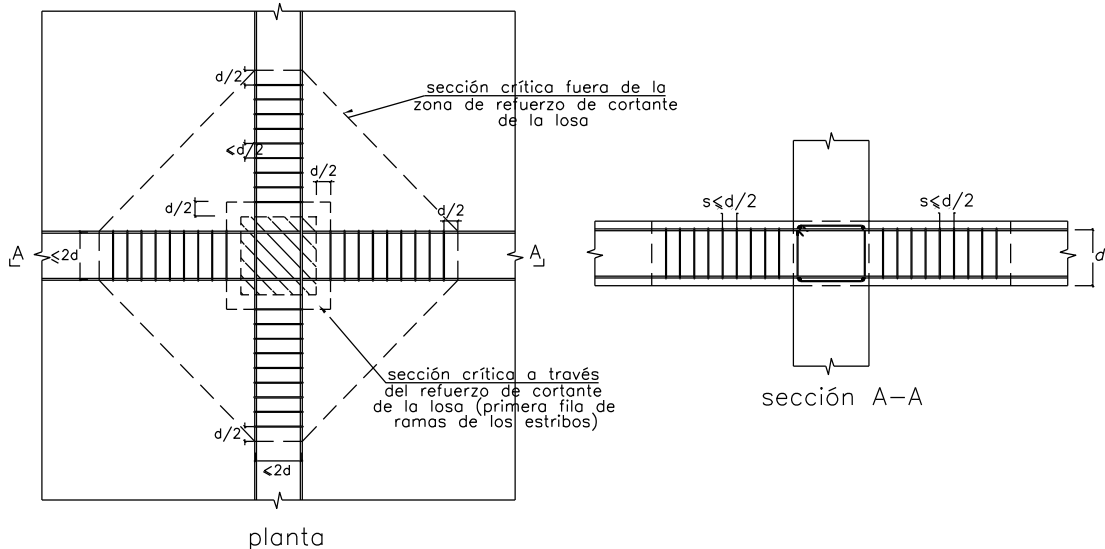


Fig. 11.12.3.a Disposición de los estribos por cortante en columnas interiores.

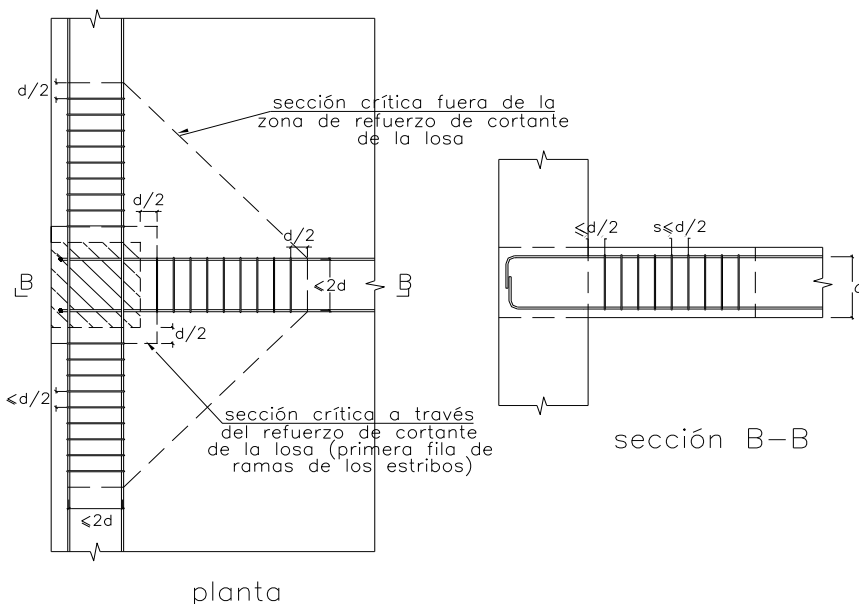


Fig. 11.12.3.b Disposición de los estribos por cortante en columnas de borde.

11.12.3.4 El refuerzo para cortante en losas debe cumplir con los requisitos de 12.14 y debe amarrar el refuerzo de flexión longitudinal en la dirección que esté siendo considerado.

11.12.4 En losas se permite emplear refuerzo para cortante consistente en vigas estructurales doble T o canales de acero (cabezales de cortante).

11.12.5 En losas y zapatas se permiten utilizar pernos con cabeza como refuerzo de cortante, colocados perpendicularmente al plano de la losa o zapata.

La altura total del ensamblaje del perno con cabeza no debe ser menor que el espesor del elemento menos la suma de a) hasta c):

- a) el recubrimiento de concreto en el refuerzo superior a flexión;
- b) el recubrimiento de concreto en la base común (platina de base), y
- c) la mitad del diámetro de la barra del refuerzo para flexión a tracción.

Donde exista refuerzo para flexión a tracción en la base de la sección, como en una zapata, la altura total del dispositivo del perno a cortante no debe ser menor que el espesor del elemento menos la suma de a) hasta c):

- a) el recubrimiento de concreto en el refuerzo inferior a flexión;
- b) el recubrimiento de concreto en la cabeza del perno y
- c) la mitad del diámetro de la barra del refuerzo inferior para flexión.

11.12.5.1 Para la sección crítica definida en 11.12.1.2, V_n debe calcularse con la ecuación (11-2) con los siguientes límites:

a) $V_c \leq 0,25\lambda\sqrt{f'_c} b_o d$

b) $V_n \leq 0,66\sqrt{f'_c} b_o d$

V_s debe calcularse con la ecuación 11-15, donde: A_v debe tomarse como el área de sección transversal de todos los refuerzos a cortante en una línea periférica que sea aproximadamente paralela al perímetro de la sección de la columna, y s es el espaciamiento de las líneas periféricas del perno soldado con cabeza.

$$\frac{A_v f_y}{b_o s} \text{ no debe ser menor de } 0,17\sqrt{f'_c} .$$

11.12.5.2 El espaciamiento entre la cara de la columna y la primera línea perimetral del refuerzo a cortante no debe exceder de $0,5 d$. El espaciamiento entre las líneas periféricas del refuerzo a cortante, medido en una dirección perpendicular a cualquier cara de la columna, debe ser constante.

Para losas preesforzadas o zapatas que cumplen con 11.12.2.2, este espaciamiento no debe exceder de $0,75 d$. Para todas las demás losas y zapatas, el espaciamiento debe basarse en el valor del **esfuerzo a cortante** debido a la fuerza de cortante amplificada y al momento no balanceado en la sección crítica definida en 11.12.1.2, y no debe exceder de:

a) $0,75 d$ donde los esfuerzos máximos de cortante debido a las cargas amplificadas son iguales o menores a $0,5\phi\sqrt{f'_c}$

b) $0,5 d$ donde los esfuerzos máximos de cortante debido a las cargas amplificadas son mayores a $0,5\phi\sqrt{f'_c}$

11.12.5.3 El espaciamiento entre elementos de refuerzo a cortante adyacentes, medido en el perímetro de la primera línea perimetral del refuerzo a cortante, no debe exceder de $2 d$.

11.12.5.4 El esfuerzo cortante debido a la fuerza de cortante y momento amplificados no debe exceder de $0,17\phi\lambda\sqrt{f'_c}$ en la sección crítica ubicada $0,5 d$ fuera de la línea perimetral más externa del refuerzo a cortante.

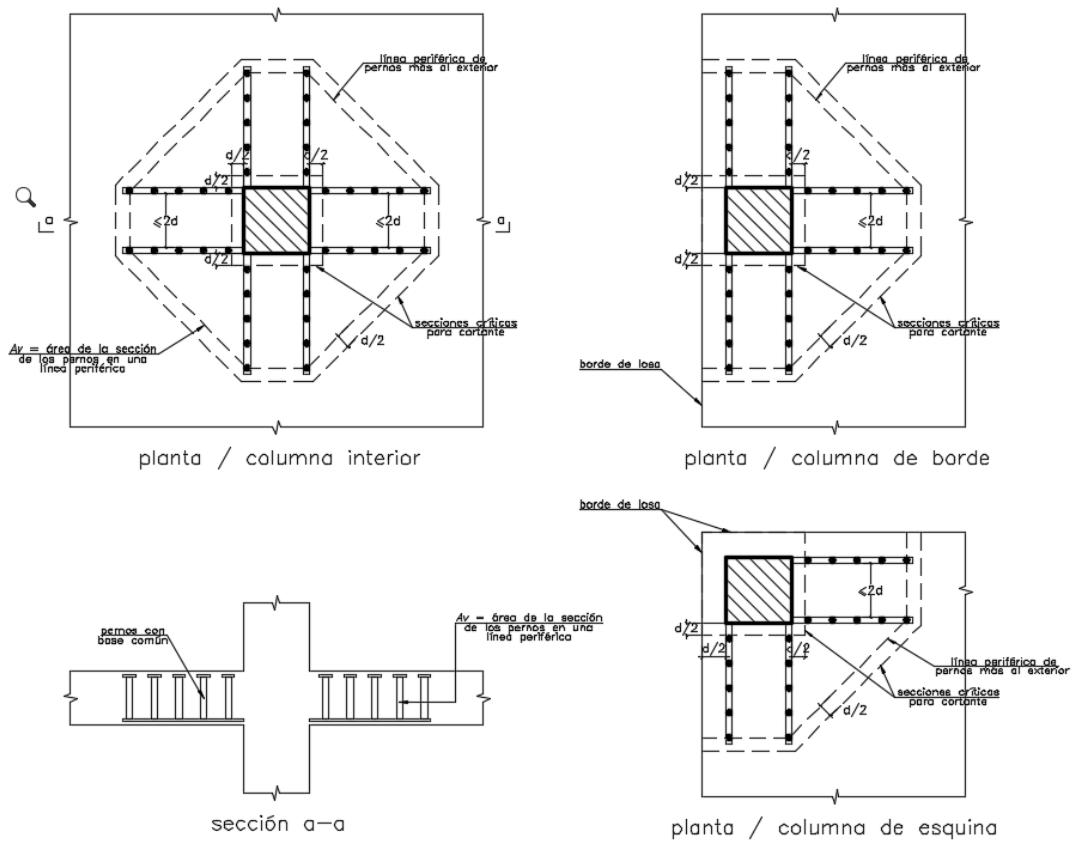


Fig. 11.12.5 Secciones críticas y disposiciones típicas de los pernos con cabeza para refuerzo por cortante

11.12.6 Aberturas y bordes libres en losas

11.12.6.1 Cuando las aberturas de las losas están situadas a una distancia de la zona de carga concentrada o de reacción menor a diez veces el peralte de la losa, o cuando las aberturas de las losas planas están localizadas dentro de las franjas de columnas que se definen en el Capítulo 13, las secciones críticas de la losa para cortante, que se definen en 11.12.1.2, deben modificarse como sigue:

11.12.6.2 En losas sin cabezales de cortante, no debe considerarse efectiva aquella parte del perímetro de la sección crítica que esté circunscrita por líneas rectas que se proyectan desde el centroide de la columna, de la carga concentrada o del área de la reacción y que son tangentes a los límites de las aberturas.

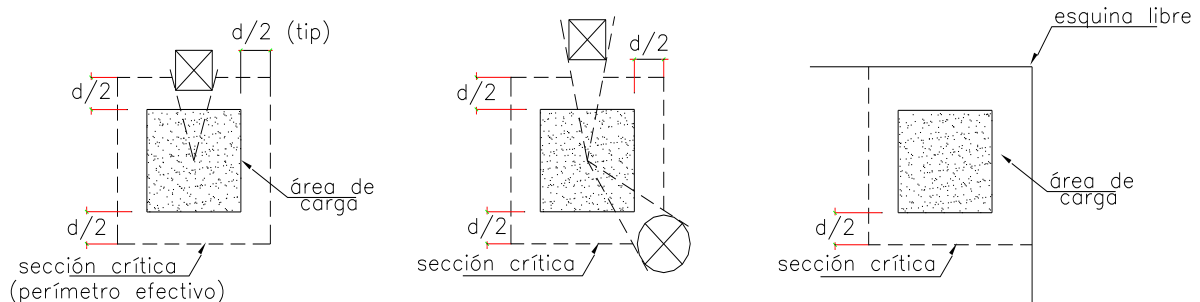


Fig. 11.12.6.1 Aberturas y bordes libres en losas (las líneas discontinuas muestran el perímetro efectivo).

11.12.6.3 En losas con cabezales de cortante, la parte del perímetro que se considera no efectiva debe ser la mitad de la que se define en 11.12.6.2.

11.12.7 Transferencia de momento en las conexiones de losa a columna

11.12.7.1 Cuando las cargas de gravedad, viento o sismo u otras fuerzas laterales produzcan transmisión de momentos no balanceados, M_u , entre una losa y una columna, la fracción $\gamma_f M_u$ debe ser transmitida por flexión de acuerdo con 13.5.3. El resto del momento no balanceado dado por

$\gamma_v Mu$ se considera transferido por excentricidad del cortante alrededor del centroide de la sección crítica definida en 11.12.1.2, donde:

$$\gamma_v = (1 - \gamma_f) \quad (11-45)$$

11.12.7.2 El **esfuerzo cortante** que resulta de la transferencia de momento por excentricidad del cortante debe suponerse que varía linealmente alrededor del centroide de las secciones críticas definidas en 11.12.1.2. El máximo esfuerzo cortante debido a V_u y M_u no debe exceder ϕvn , donde:

(a) Para elementos sin refuerzo para cortante:

$$\phi vn = \frac{\phi V_c}{b_o d} \quad (11-46)$$

donde V_c se define en 11.12.2.1 ó 11.12.2.2.

(b) Para elementos con refuerzo para cortante distinto a cabezales de cortante:

$$\phi vn = \frac{\phi(V_c + V_s)}{b_o d} \quad (11-47)$$

donde V_c y V_s se definen en 11.12.3.1. El diseño debe tomar en cuenta la variación del esfuerzo cortante alrededor de la columna. El esfuerzo cortante debido a la fuerza cortante y momento amplificados no debe exceder de $0,17 \phi \lambda \sqrt{f'c}$ en la sección crítica ubicada a $d/2$ fuera de la línea exterior de las ramas del estribo que rodean la columna.

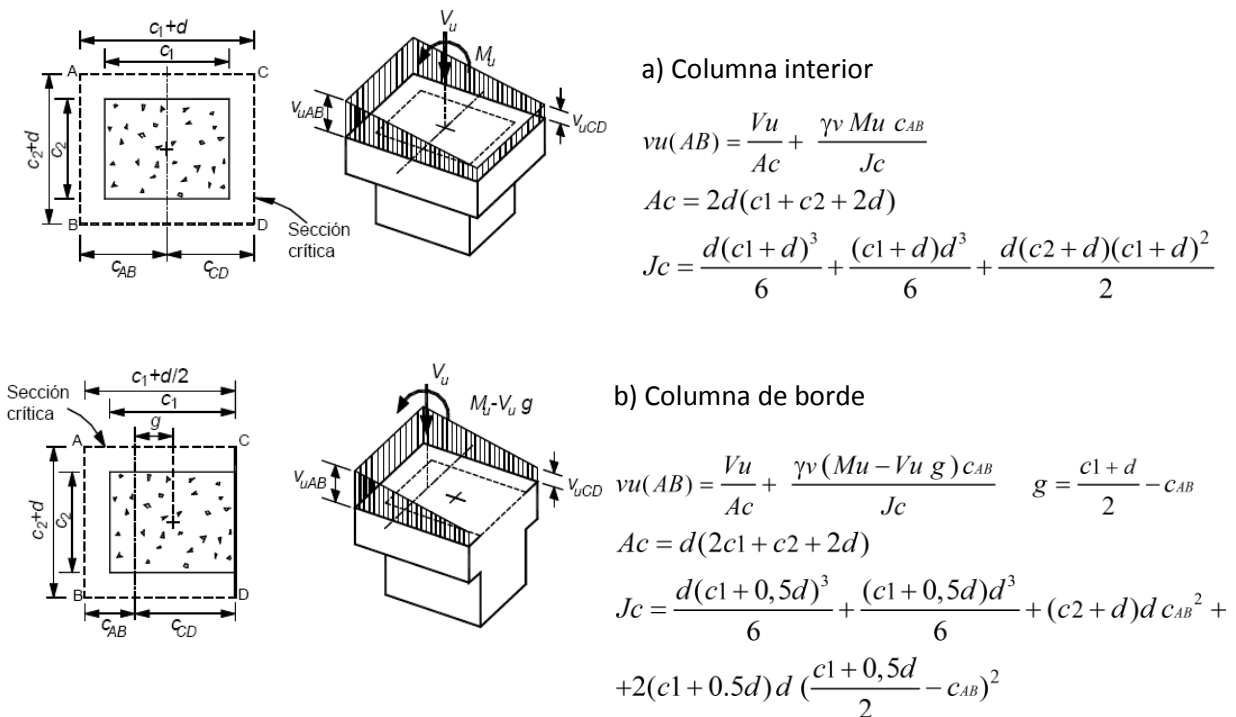


Fig. 11.12.7 Distribución de los esfuerzos cortantes en el perímetro de la sección crítica en conexiones losa a columna

CAPÍTULO 12 LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES DEL REFUERZO

12.1 LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO — GENERALIDADES

12.1.1 La tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de los elementos de concreto estructural, debe ser desarrollada hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el concreto (longitud de anclaje), gancho, dispositivo mecánico o una combinación de ellos. Los ganchos no se deben emplear para el anclaje de barras en compresión.

12.1.2 Las longitudes de desarrollo no requieren de un factor de resistencia ϕ .

12.1.3 Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este capítulo no deben exceder de 7,3 MPa.

12.2 LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS Y DE ALAMBRES CORRUGADOS A TRACCIÓN

12.2.1 La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción, ℓ_d , debe determinarse a partir de 12.2.2 ó 12.2.3, pero no debe ser menor que 300 mm.

12.2.2 Para barras corrugadas o alambres corrugados, ℓ_d se calculará de acuerdo a la Tabla 12.1.

TABLA 12.1 LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TRACCIÓN

Condiciones	Alambres corrugados o barras de 3/4" y menores	Barras mayores de 3/4"
Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrolladas no menor que db , con recubrimiento libre no menor que db , y estribos a lo largo de ℓ_d por lo menos iguales al mínimo indicado en 11.5.6. Aplicable también cuando el espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrolladas o empalmadas no sea menor que $2 db$ y el recubrimiento libre no menor que db (ver Fig.12.2.2).	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{2,6 \sqrt{f'_c}} \right) db$	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{2,1 \sqrt{f'_c}} \right) db$
Otros casos	Ver 12.2.3	Ver 12.2.3

Notas: 1) Ver 12.1.3
2) La longitud de anclaje no debe ser menor de 300 mm.

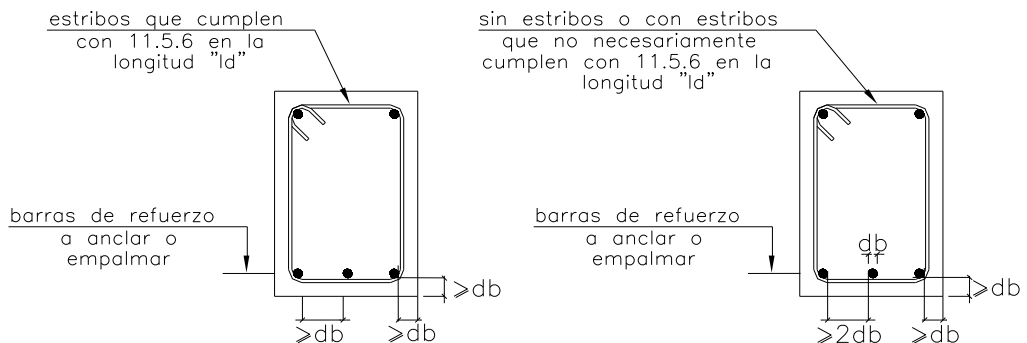


Fig. 12.2.2 Condiciones para la longitud de desarrollo (Tabla 12.1) de barras en tracción

12.2.3 Para barras corrugadas y alambres corrugados, ℓ_d debe ser:

$$\left(\frac{f_y}{1,1 \sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s \lambda}{\left(\frac{cb + K_{tr}}{db} \right)} \right) db \quad (12-1)$$

El término $\left(\frac{cb + K_{tr}}{db} \right)$ no debe tomarse mayor a 2,5 y

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{s n} \quad (12-2)$$

en donde:

- n es el número de barras o alambres que se empalman o desarrollan dentro del plano de hendimiento (*splitting*).
- cb es la menor distancia entre:
 - (a) La distancia del centro de una barra o alambre a la superficie más cercana del concreto.
 - (b) La mitad de la separación centro a centro de las barras o alambres que se desarrollan.

Se permite usar $K_{tr} = 0$, como una simplificación de diseño, aún si hay refuerzo transversal presente.

12.2.4 Los factores indicados en la Tabla 12.1 y otras ecuaciones que afectan la longitud de desarrollo o empalmes de barras y alambres corrugados en tracción, se indican en la Tabla 12.2

TABLA 12.2 FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LAS LONGITUDES DE DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS Y ALAMBRES CORRUGADOS A TRACCIÓN

Factor	Condiciones	Valor
Ubicación Ψ_t	Barras superiores.*	1,3
	Otras barras.	1,0
Epóxico Ψ_e	Barras o alambres con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc con recubrimiento menor de 3 db o espaciamiento libre menor que 6 db .	1,5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones.	1,2
	Barras sin tratamiento superficial	1,0
Tamaño Ψ_s	Barras de 3/4" y menores.	0,8
	Barras mayores de 3/4".	1,0
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano.	1,3
	Concreto de peso normal.	1,0

El producto: $\Psi_t \Psi_e$ no necesita considerarse mayor que 1,7

* Se consideran barras superiores aquellas que tienen 300 mm o más de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal

12.2.5 Refuerzo en exceso

Se permite reducir ℓ_d cuando el refuerzo en un elemento sometido a flexión excede el requerido por análisis, mediante el factor de modificación $(A_s \text{ requerido}) / (A_s \text{ proporcionado})$, excepto en los casos en los cuales se requiere específicamente el anclaje para desarrollar f_y o cuando se trate de elementos con responsabilidad sísmica. La longitud modificada no debe ser menor al mínimo especificado en 12.2.1.

12.3 LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS Y ALAMBRES CORRUGADOS A COMPRESIÓN

12.3.1 La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre a compresión, ℓ_{dc} , se debe calcular a partir de 12.3.2 y de los factores de modificación de 12.3.3, pero no debe ser menor de 200 mm.

12.3.2 Para las barras corrugadas y alambres corrugados, ℓ_{dc} debe tomarse como el mayor entre:

a) $\frac{0,24 f_y \lambda}{\sqrt{f'_c}} db$

b) $(0,043 f_y \lambda) db$, donde la constante 0,043 tiene la unidad de mm²/N. El factor λ se define en la tabla 12.2.

12.3.3 Se permite multiplicar la longitud ℓ_{dc} por los siguientes factores de modificación:

- a) El refuerzo excede lo requerido por el análisis, salvo en elementos con responsabilidad sísmica:.....(A_s requerido) / (A_s proporcionado)
- b) El refuerzo está confinado con una espiral cuya barra tiene un diámetro no menor de 1/4" y no más que 100 mm de paso o dentro de estribos 1/2" de acuerdo con 7.10.5, y espaciados a distancias no mayores que 100 mm medidos entre centros:.....0,75

12.4 DESARROLLO DE PAQUETES DE BARRAS

12.4.1 La longitud de desarrollo de cada barra individual dentro de un paquete de barras sometido a tracción o a compresión, debe ser aquella de la barra individual incrementada en 20% para un paquete de tres barras y en 33% para un paquete de cuatro barras.

12.4.2 Para determinar los factores indicados 12.2, un paquete de barras debe ser tratado como una barra de un diámetro que reproduzca el área total del paquete.

12.5 DESARROLLO DE GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCIÓN

12.5.1 La longitud de desarrollo, ℓ_{dg} , para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar (véase 7.1), se debe calcular según 12.5.2 y los factores de modificación de 12.5.3., pero no debe ser menor que 8 db ni 150 mm.

12.5.2 Para las barras corrugadas, $\ell_{dg} = \left(\frac{0,24 f_y \lambda \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\sqrt{f'_c}} \right) db$

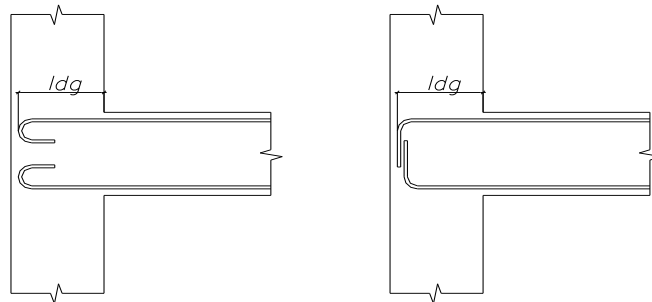


Fig. 12.5.2 Longitud de anclaje con gancho estándar en tracción.

12.5.3 Para el cálculo de ℓ_{dg} en 12.5.2, los factores de modificación deben cumplir con la Tabla 12.4. Los factores Ψ_c y Ψ_r pueden tomarse, conservadoramente, iguales a la unidad (1.0).

TABLA 12.4 FACTOR DE MODIFICACIÓN PARA EL DESARROLLO DE LAS BARRAS CON GANCHO EN TRACCIÓN

Factor	Condiciones	Valor
Epóxico Ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico	1,2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1,0
Recubrimiento Ψ_c	Para ganchos de barras 1 3/8" y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) $\geq 65\text{mm}$ y adicionalmente para ganchos de 90 grados con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho $\geq 50\text{ mm}$. Ver Figura 12.5.3.a	0,7
	Otros casos.	1,0
Confinamiento $\Psi_r^{[2]}$	Para ganchos de 90 grados de barras 1 3/8" y menores que se encuentran: (1) confinados a lo largo de l_{dg} con estribos ^[1] perpendiculares a l_{dg} con $s \leq 3 db$, o bien, (2) confinados a lo largo de la barra que se está desarrollando más allá del gancho por estribos ^[1] paralelos a l_{dg} con $s \leq 3 db$. Ver Figura 12.5.3.b	0,8
	Para ganchos de 180 grados de barra 1 3/8" y menores que se encuentra confinados con estribos perpendiculares con $s \leq 3 db$. Ver Figura 12.5.3.c	
	Otros	1,0
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano.	1,3
	Concreto de peso normal.	1,0

[1] El primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho dentro de una distancia $2 db$ del borde externo del dobléz del gancho.

[2] db es el diámetro nominal de la barra del gancho.

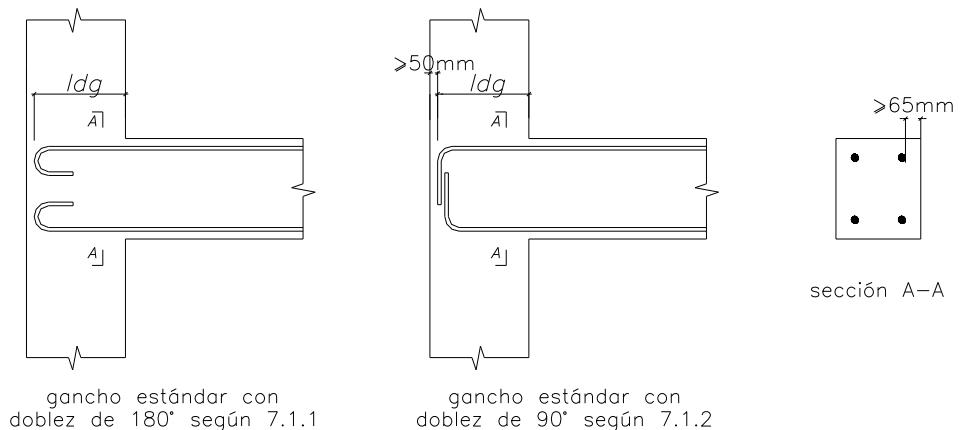


Fig. 12.5.3.a Casos en los que Ψ_c es igual a 0,7

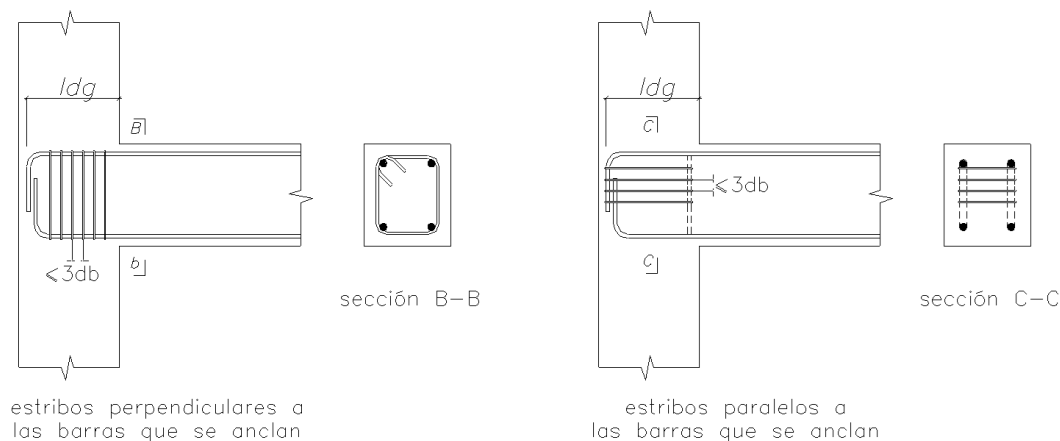


Fig. 12.5.3.b Casos con gancho estándar a 90° con Ψ_r igual a 0,8

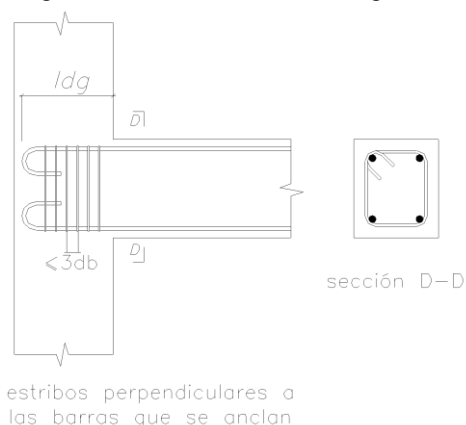


Fig. 12.5.3.c Caso con gancho estándar a 180° con Ψ_r igual a 0,8

12.5.4 Para elementos sin responsabilidad sísmica en los cuales no se requiera específicamente anclaje o longitud de desarrollo para lograr f_y y se dispone de una cuantía de refuerzo mayor a la requerida por análisis se permite multiplicar l_{dg} calculado con 12.5.2 por el factor $(A_s \text{ requerido}) / (A_s \text{ proporcionado})$. La longitud modificada no debe ser menor al mínimo especificado en 12.5.1.

12.5.5 Los ganchos no deben considerarse efectivos para el desarrollo de barras en compresión.

12.6 DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS CON CABEZA EN TRACCIÓN

12.6.1 El uso de cabezas para desarrollar las barras corrugadas en tracción está limitado a condiciones que cumplan con (a) hasta (g):

- La barra debe cumplir con 3.5.3.1.
- El f_y de la barra no debe exceder 420 MPa.
- El tamaño de la barra no debe ser mayor que 1 3/8".
- El área neta de apoyo de la cabeza A_{brg} debe ser al menos cuatro veces el área de la barra.
- El concreto debe ser de peso normal.
- El recubrimiento libre para la barra no debe ser menor 2 db .
- El espaciamiento libre entre las barras debe ser al menos 4 db .

12.6.2 Para las barras corrugadas con cabeza, la longitud de desarrollo a tracción l_{dt} , debe ser la mayor de (a) hasta (c):

- $\left(\frac{0,19 f_y \Psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) db$ con Ψ_e definido en 12.6.3 y el valor de f'_c no debe exceder de 40 MPa
- 8 db .
- 150 mm

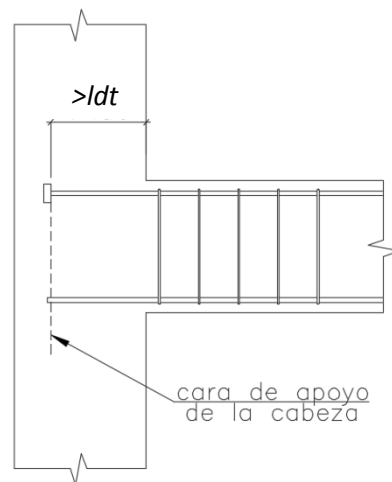


Fig. 12.6.2 Anclaje de barras corrugadas con cabeza

12.6.3 El factor de modificación Ψ_e de 12.6.2(a) debe tomarse como 1.2 para refuerzo recubierto con epóxico o barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico y 1.0 para barras no recubiertas o recubiertas con zinc (galvanizadas).

12.7 ANCLAJE MECÁNICO

12.7.1 Puede usarse como anclaje cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia del refuerzo sin dañar al concreto.

12.7.2 La efectividad de los anclajes mecánicos debe comprobarse con resultados de ensayos o certificados del fabricante que muestren que tales dispositivos mecánicos son adecuados.

12.7.3 Se permite que el desarrollo del refuerzo consista en una combinación de anclaje mecánico más una longitud adicional de refuerzo embebido en el concreto entre el punto de esfuerzo máximo de la barra y el anclaje mecánico.

12.8 LONGITUD DE DESARROLLO DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE CORRUGADO A TRACCIÓN

12.8.1 La longitud de desarrollo en tracción del refuerzo electrosoldado de alambre corrugado, ℓ_d , medida desde la sección crítica hasta el extremo del alambre, debe calcularse como el producto de ℓ_d , de 12.2.2 ó 12.2.3 multiplicado por el factor para refuerzo electrosoldado de alambre obtenido de 12.8.2 ó 12.8.3.

Se permite reducir ℓ_d de acuerdo con 12.2.5 cuando sea aplicable, pero ℓ_d no debe ser menor a 200 mm, excepto para el cálculo de los empalmes por traslape de acuerdo con 12.19.

Cuando se utilice el factor para refuerzo electrosoldado de alambre de 12.8.2, se permite usar un factor de tratamiento superficial de la barra Ψ_e igual a 1,0 para refuerzo electrosoldado de alambre revestido con epóxico en 12.2.2 y 12.2.3.

12.8.2 Para el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado con al menos un alambre transversal dentro de ℓ_d y a no menos de 50 mm de la sección crítica, el factor para refuerzo electrosoldado de alambre debe tomarse como el mayor de:

$$\frac{(f_y - 240)}{f_y} \quad \text{ó} \quad \left(\frac{5 db}{s} \right)$$

pero no mayor que 1,0, donde s es la separación entre los alambres que se desarrollan.

12.8.3 Para el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado sin alambres transversales dentro de ℓ_d o con un alambre transversal único a menos de 50 mm de la sección crítica, el factor para refuerzo electrosoldado de alambre debe tomarse como 1,0, y ℓ_d debe determinarse igual que para alambre corrugado.

12.8.4 Cuando se presente algún alambre liso en el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado en la dirección de la longitud de desarrollo, el refuerzo electrosoldado de alambre debe ser desarrollado de acuerdo con 12.9.

12.8.5 El refuerzo de alambre corrugado electrosoldado recubierto de zinc (galvanizado) debe desarrollarse de acuerdo con 12.9.

12.9 DESARROLLO DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE LISO A TRACCIÓN

Para la longitud de desarrollo del refuerzo electrosoldado de alambre liso a tracción requiere un mínimo de dos alambres transversales dentro de ℓ_d , la longitud ℓ_d medida desde la sección crítica hasta el alambre transversal más alejado, debe ser la mayor entre:

$$\ell_d = 3,3 \left(\frac{Ab}{s} \right) \left(\frac{fy}{\sqrt{fc}} \right) \lambda \quad \text{ó} \quad \ell_d = s + 50 \quad (12-3)$$

donde s es el espaciamiento entre alambres a desarrollarse y λ está dado en la tabla 12.2.

Cuando el refuerzo proporcionado excede del requerido, ℓ_d puede reducirse de acuerdo con 12.2.5. La longitud ℓ_d no debe ser menor a 150 mm, excepto para el cálculo de empalmes por traslape de acuerdo con 12.20.

12.10 DESARROLLO DE TORONES DE PREEFORZADO DE SIETE ALAMBRES A TRACCIÓN

12.10.1 Salvo como se dispone en 12.10.2, los torones de preesforzado de siete alambres deben adherirse más allá de la sección crítica en una distancia no menor que:

$$\ell_d = \left(\frac{fse}{21} \right) db + \left(\frac{fps - fse}{7} \right) db \quad (12-4)$$

En esta fórmula, fse y fps se expresan en MPa.

12.10.2 Se permite un embebido menor que ℓ_d en una sección de un elemento siempre que el esfuerzo de diseño del torón para esa sección no exceda los valores obtenidos a partir de la relación bilineal definida a partir de la ecuación (12-4).

12.10.3 Se permite limitar el estudio a aquellas secciones transversales más cercanas a cada extremo del elemento que requieran desarrollar su resistencia total de diseño bajo las cargas amplificadas, salvo donde la adherencia de uno o más torones no se extiende hasta el extremo del elemento o donde se aplican cargas concentradas dentro de la longitud de desarrollo del torón.

12.10.4 Cuando la adherencia del torón no se extienda hasta el extremo del elemento, y el diseño incluya tracciones para la carga de servicio en la zona precomprimida de tracción, como lo permite 18.4, se debe duplicar ℓ_d especificada en 12.10.1.

12.11 DESARROLLO DEL REFUERZO PARA FLEXIÓN — GENERALIDADES

12.11.1 Se permite desarrollar el refuerzo en tracción doblándolo dentro del alma para anclarlo o hacerlo continuo con el refuerzo de la cara opuesta del elemento.

12.11.2 Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo en elementos sometidos a flexión son los puntos donde se presentan los esfuerzos máximos y los puntos dentro de la luz libre donde el refuerzo a tracción doblado o terminado ya no es necesario para resistir flexión. Las disposiciones de 12.12.3 deben cumplirse.

12.11.3 El refuerzo se debe extender, más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a d ó $12 db$, la que sea mayor, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de los voladizos.

12.11.4 Cuando existan dos o más bastones, el refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo ℓ_d más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario por cálculo.

12.11.5 El refuerzo por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se satisfaga alguno de los siguientes requisitos:

- V_u en el punto terminal no excede $(2/3) \phi V_n$.
- Para barras 1 3/8" y menores, en las que el refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por la flexión en el punto terminal y V_u no excede $(3/4) \phi V_n$.

- c) Se proporciona un área de estribos o estribos cerrados de confinamiento que excede lo requerido para cortante y torsión a lo largo de cada barra o alambre que termina por una distancia medida a partir del punto de terminación del refuerzo igual a $(3/4) d$. El área de estribos en exceso no debe ser menor que $0,41 b_w s / f_{yt}$. El espaciamiento s no debe exceder $d/8\beta_b$, donde β_b es la relación entre el área del refuerzo interrumpido en una sección y el área total del refuerzo en tracción de la sección.

12.11.6 En elementos sometidos a flexión, se debe proporcionar un anclaje adecuado para el refuerzo en tracción cuando el esfuerzo en el refuerzo no es directamente proporcional al momento, como ocurre en las zapatas inclinadas, escalonadas o de sección variable; en ménsulas; en elementos de gran peralte sometidos a flexión; o en elementos en los cuales el refuerzo de tracción no es paralelo a la cara de compresión. Ver 12.12.4 y 12.13.4 sobre elementos de gran peralte sometidos a flexión.

12.12 DESARROLLO DEL REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO

12.12.1 Por lo menos $1/3$ del refuerzo para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo se debe prolongar por lo menos 150 mm dentro del apoyo.

12.12.2 Cuando un elemento sometido a flexión sea parte de un sistema que resiste cargas laterales, el refuerzo para momento positivo que prolonga en el apoyo, se debe anclar para que sea capaz de desarrollar f_y en tracción en la cara de apoyo.

12.12.3 En los apoyos simples y en los puntos de inflexión, el refuerzo de tracción para momento positivo debe limitarse a un diámetro tal que ℓ_d calculado para f_y de acuerdo con 12.2 satisfaga la ecuación (12-5), excepto que no es necesario satisfacer dicha ecuación para los refuerzos que terminan más allá del eje central de los apoyos simples mediante un gancho estándar o un anclaje mecánico equivalente, como mínimo, a un gancho estándar.

$$\ell_d \leq \frac{M_n}{V_u} + \ell_a \quad (12-5)$$

donde M_n se calcula suponiendo que todo el refuerzo de la sección está sometido a f_y , V_u se calcula en la sección y ℓ_a en el apoyo debe ser la longitud embebida más allá del centro del apoyo.

ℓ_a en el punto de inflexión debe limitarse a d ó $12 db$, el que sea mayor.

Se permite aumentar el valor de M_n / V_u en un 30% cuando los extremos del refuerzo estén confinados por una reacción de compresión.

12.12.4 En apoyos simples de elementos de gran peralte sometidos a flexión, el refuerzo de tracción por momento positivo debe anclarse para desarrollar f_y en tracción en la cara del apoyo. En apoyos interiores de elementos de gran peralte sometidos a flexión, el refuerzo de tracción por momento positivo debe ser continuo o estar empalmado con el del vano adyacente. Si una viga de gran altura se diseña de acuerdo al Método Puntal-Tensor el refuerzo de momento positivo en tracción debe anclarse de acuerdo a lo indicado en dicho Capítulo (ver 8.1.2).

12.13 DESARROLLO DEL REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO

12.13.1 El refuerzo para momento negativo en un elemento continuo, restringido, o en voladizo, o en cualquier elemento de un pórtico rígido, debe anclarse en o a través de los elementos de apoyo mediante una longitud embebida, ganchos o anclajes mecánicos.

12.13.2 El refuerzo para momento negativo debe tener una longitud embebida en el tramo según lo requerido en 12.1 y 12.11.3.

12.13.3 Por lo menos $1/3$ del refuerzo total por tracción en el apoyo proporcionado para resistir momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión, no menor que d , $12 db$ ó $\ell_n/16$ la que sea mayor.

12.13.4 En los apoyos interiores de vigas de gran peralte sometidas a flexión, el refuerzo de tracción por momento negativo debe ser continuo con el de los tramos adyacentes.

12.14 DESARROLLO REFUERZO TRANSVERSAL

12.14.1 El refuerzo transversal debe colocarse tan cerca de las superficies de tracción y compresión del elemento como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo y

debe desarrollarse en ambos extremos. Cuando se usan como refuerzo de cortante, los estribos deben extenderse hasta una distancia d medida desde la fibra extrema en compresión.

- 12.14.2** Los extremos de las ramas individuales de los estribos en U, simples o múltiples, deben anclarse de acuerdo a lo indicado en 12.14.2.1 a 12.14.2.3.
- 12.14.2.1** Para barras y alambres de 5/8" y menores y para barras de 3/4" a 1" con f_{yt} igual a 280 MPa o menos, un gancho estándar alrededor del refuerzo longitudinal.
- 12.14.2.2** Para estribos de 3/4", 7/8" y 1" con f_{yt} mayor que 280 MPa, un gancho de estribo estándar abrazando una barra longitudinal más una longitud embebida entre el punto medio de la altura del elemento y el extremo exterior del gancho igual o mayor que $0,17 db f_{yt} \lambda / \sqrt{f'_c}$, con el valor λ dado en la tabla 12.2.
- 12.14.2.3** En viguetas, para barras de 1/2" o menores, un gancho estándar.
- 12.14.3** Entre los extremos anclados, cada doblez en la parte continua de los estribos en U, sencillos o múltiples, debe abrazar una barra longitudinal o torón.
- 12.14.4** Las barras longitudinales dobladas para trabajar como refuerzo de cortante, si se extienden dentro de una zona de tracción, deben ser continuas con el refuerzo longitudinal, y si se extienden dentro de una zona de compresión, deben anclarse más allá de la mitad del peralte efectivo ($0,5 d$) como se especifica para la longitud de desarrollo en 12.2 para la fracción de f_{yt} que se necesita para satisfacer la ecuación (11-17).
- 12.14.5** Excepto cuando se trate de estribos para torsión se permiten estribos formados por un par de estribos en U empalmados para formar una unidad cerrada. Las parejas de estribos en U colocados para que formen una unidad cerrada deben considerarse adecuadamente empalmados cuando la longitud del empalme por traslape sea de $1,3 \ell_d$. En elementos con un peralte efectivo de al menos 450 mm, los empalmes con $Ab f_{yt}$ no mayor que 40 kN por rama se pueden considerar adecuados si las ramas de los estribos se prolongan a lo largo de la altura total disponible del elemento.
- 12.14.6** El anclaje para cada rama de refuerzo electrosoldado de alambre liso que forme un estribo en U sencillo, debe cumplir con 12.14.6.1 o 12.14.6.2.
- 12.14.6.1** Dos alambres longitudinales con una separación de 50 mm a lo largo del miembro en la parte superior de la U.
- 12.14.6.2** Un alambre longitudinal colocado a no más de $d/4$ de la cara en compresión, y un segundo alambre más cercano a la cara en compresión y separado por lo menos 50 mm del primero. Se permite que el segundo alambre esté colocado en una rama del estribo después de un doblez, o en un doblez que tenga un diámetro interior de doblez no menor de $8 db$.
- 12.14.7** El anclaje para cada extremo de un estribo de una rama de refuerzo electrosoldado de alambre debe consistir en dos alambres longitudinales con un espaciamiento mínimo de 50mm, de acuerdo con 12.14.7.1 y 12.14.7.2:
- 12.14.7.1** El alambre longitudinal interior localizado a una distancia que sea al menos la mayor entre $d/4$ ó 50 mm medidas desde $d/2$.
- 12.14.7.2** El alambre longitudinal exterior en la cara de tracción no debe estar más lejos de la cara que la porción del refuerzo primario de flexión más cercano a la cara.
- 12.14.8** Los estribos para torsión deben consistir en estribos cerrados perpendiculares al eje del miembro. Cuando se usa refuerzo electrosoldado de alambre, los alambres transversales deben ubicarse perpendiculares al eje del miembro. Dichos estribos deben estar anclados usando 12.14.8.1 o 12.14.8.2.
- 12.14.8.1** Los extremos deben terminar en un gancho estándar de 135 grados alrededor de una barra longitudinal.
- 12.14.8.2** De acuerdo con 12.14.2 ó 12.14.6, en zonas donde el concreto que rodea el anclaje está restringido contra el descascamiento mediante un ala, losa o miembro similar.
- 12.15 EMPALMES DEL REFUERZO — GENERALIDADES**
- 12.15.1** En el refuerzo sólo se permite hacer empalmes cuando lo requieran o permitan los planos de diseño, las especificaciones, o si lo autoriza el ingeniero proyectista.

12.15.2 Empalmes por traslape

12.15.2.1 Para las barras mayores de 1 3/8" no se deben utilizar empalmes por traslape, excepto para los casos indicados en 12.17.2.

12.15.2.2 Los empalmes por traslape en paquetes de barras deben basarse en la longitud de empalme por traslape requerida para las barras individuales del paquete, incrementada de acuerdo con 12.4. Los empalmes por traslape de las barras individuales del paquete no deben superponerse. No deben empalmarse por traslape paquetes enteros.

12.15.2.3 En elementos sometidos a flexión, las barras empalmadas por traslape que no quedan en contacto entre si, no deben espaciarse transversalmente más de 1/5 de la longitud de empalme por traslape requerida ni de 150 mm.

12.15.2.4 En empalmes por traslape que quedan en contacto, el espaciamiento libre mínimo entre el empalme por traslape en contacto y los empalmes o barras adyacentes deben cumplir con los requisitos para barras individuales de 7.6.

12.15.2.5 No se permite reducir las longitudes de desarrollo de acuerdo a 12.2.5 para calcular las longitudes de empalme por traslape.

12.15.3 Empalmes soldados y mecánicos

12.15.3.1 Se permite el uso de empalmes soldados o mecánicos.

12.15.3.2 Un empalme mecánico debe desarrollar en tracción o compresión, según sea requerido, al menos $1,25 f_y$ de la barra.

12.15.3.3 Excepto en lo dispuesto por esta Norma, toda soldadura debe estar de acuerdo con "Structural Welding Code—Reinforcing Steel" (ANSI/AWS D1.4). Las normas para barras de refuerzo, excepto ASTM A706M deben ser complementadas para requerir un informe de las propiedades necesarias del material para cumplir con los requisitos de AWS D1.4.

12.15.3.4 Un empalme soldado debe desarrollar, por lo menos, $1,25 f_y$ de la barra.

12.16 EMPALMES DE ALAMBRES Y BARRAS CORRUGADAS A TRACCIÓN

12.16.1 La longitud mínima del empalme por traslape ℓ_{st} en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslape Clases A o B, pero no menor que 300 mm, donde:

Empalme por traslape Clase A.....	1,0 ℓ_d
Empalme por traslape Clase B.....	1,3 ℓ_d

Donde ℓ_d se calcula de acuerdo con 12.2 para desarrollar f_y sin el factor de modificación de 12.2.5.

12.16.2 Los empalmes por traslape de alambres y barras corrugadas sometidas a tracción deben ser empalmes por traslape Clase A o Clase B de acuerdo con la Tabla 12.5

Tabla 12.5 EMPALMES POR TRASLAPE EN TRACCIÓN

$\frac{A_s \text{ proporcionado}}{A_s \text{ requerido}}$ (*)	Porcentaje máximo de A_s empalmado en la longitud requerida para dicho empalme	
	50	100
Igual o mayor que 2	Clase A	Clase B
Menor que 2	Clase B	Clase B

(*) Relación entre el área de refuerzo proporcionada y la requerida por cálculo en la zona de empalme.

12.16.3 Los empalmes en elementos en tracción se deben hacer con un empalme soldado o mecánico, de acuerdo con 12.15.3.2 ó 12.15.3.4, y los empalmes en las barras adyacentes deben estar escalonados a distancias no menores de 750 mm.

Los tanques circulares y silos sometidos a tracción anular, con muchas barras y empalmes bien escalonados y espaciados no requieren cumplir con este requisito. En estos casos deberá considerarse para la armadura anular, empalmes por traslape en tracción Clase B.

12.16.4 Cuando se empalman por traslape barras de diferente diámetro en tracción, la longitud del empalme por traslape, ℓ_{st} , debe ser la mayor entre el ℓ_d de la barra de mayor diámetro y el ℓ_{st} de la barra de menor diámetro.

12.17 EMPALMES DE BARRAS CORRUGADAS A COMPRESIÓN

12.17.1 La longitud de un empalme por traslape en compresión, ℓ_{dc} , debe ser:

- a) $0,071 f_y db$, para f_y igual a 420 MPa o menor
- b) $(0,13 f_y - 24) db$ para f_y mayor que 420 MPa,
- c) no debe ser menor que 300 mm.
- d) Para f^c menor que 21 MPa, la longitud del empalme por traslape debe multiplicarse por 1,3.

12.17.2 Cuando se empalman por traslape barras de diferente diámetro en compresión, la longitud del empalme por traslape debe ser la mayor de ℓ_{dc} de la barra de mayor diámetro o la longitud del empalme por traslape de la barra de diámetro menor. Se permite empalmar barras de 1 3/4" y 2 1/4" con barras de diámetro 1 3/8" y menores.

12.17.3 Los empalmes soldados o mecánicos usados en compresión deben cumplir con los requisitos de 12.15.3.2 ó 12.15.3.4.

12.17.4 Empalmes a tope

12.17.4.1 En las barras que se requieren sólo para compresión, se permite transmitir el esfuerzo de compresión por apoyo directo a través de cortes a escuadra, con las barras mantenidas en contacto concéntrico por medio de un dispositivo adecuado.

12.17.4.2 Los extremos de las barras deben terminar en superficies planas que formen un ángulo recto con el eje de la barra, con una tolerancia de 1,5° y deben ser unidas con una tolerancia de 3° respecto al apoyo completo después del ensamble.

12.17.4.3 Los empalmes a tope se deben usar únicamente en elementos que tengan estribos cerrados o espirales.

12.18 REQUISITOS ESPECIALES DE EMPALMES PARA COLUMNAS

12.18.1 Los empalmes por traslape, mecánicos, soldados a tope, conexiones mecánicas o empalmes a tope deben usarse con las limitaciones de 12.18.2 a la 12.18.4. Los empalmes deben satisfacer los requisitos para todas las combinaciones de carga de la columna.

12.18.2 Empalmes por traslape en columnas

12.18.2.1 Cuando el esfuerzo en las barras debido a las cargas amplificadas es de compresión, los empalmes por traslape deben cumplir con 12.17.1, 12.17.2 y, cuando sea aplicable, 12.18.2.4 ó 12.18.2.5.

12.18.2.2 Cuando el esfuerzo en las barras debido a las cargas amplificadas es de tracción y no excede $0,5 f_y$, los empalmes por traslape por tracción deben ser Clase B si más de la mitad de las barras se empalman en alguna sección, o de Clase A si no más de la mitad de las barras están empalmadas por traslape en ninguna sección y los empalmes están escalonados como mínimo una distancia ℓ_d .

12.18.2.3 Cuando el esfuerzo en las barras debido a las cargas amplificadas es mayor que $0,5 f_y$ en tracción, los empalmes por traslape por tracción deben ser Clase B.

12.18.2.4 En elementos sometidos a compresión en que los estribos a lo largo de toda la longitud del empalme por traslape tengan un área efectiva no menor que $0,0015 h_s$, se permite multiplicar la longitud del empalme por traslape por 0,83, pero la longitud del empalme por traslape no debe ser menor que 300 mm. Las ramas de los estribos perpendiculares a la dimensión h deben usarse para determinar el área efectiva.

12.18.2.5 En elementos sometidos a compresión con espirales, que cumplen con 7.10.4, se permite multiplicar la longitud del empalme por traslape de las barras dentro de la espiral por 0,75 pero dicha longitud no debe ser menor de 300 mm.

12.18.3 Empalmes soldados o mecánicos en columnas

Los empalmes soldados o mecánicos en columnas deben cumplir con los requisitos de 12.15.3.2 ó 12.15.3.4.

12.18.4 Empalmes a tope en columnas

Se permite usar empalmes a tope que cumplan con 12.17.4 para barras de columnas sometidas a esfuerzos de compresión con la condición de que los empalmes estén escalonados o que se especifiquen barras adicionales en las zonas de empalme. Las barras continuas en cada cara de la columna deben tener una resistencia a la tracción, basada en f_y , no menor que $0,25 f_y$ veces el área del refuerzo vertical en esa cara.

En columnas compuestas, los extremos de los núcleos de acero estructural deben terminarse con precisión para apoyarse a tope en los extremos, y deben tomarse medidas adecuadas para alinear el núcleo en contacto concéntrico localizado por encima con respecto al otro. La carga por apoyo a tope de los extremos se debe considerar efectiva para transferir no más del 50% de la fuerza total de compresión en el núcleo de acero.

12.19 EMPALMES DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE CORRUGADO A TRACCIÓN

12.19.1 La longitud mínima del empalme por traslape del refuerzo electrosoldado de alambre corrugado a tracción, medida entre los extremos de cada refuerzo electrosoldado individual, no debe ser menor que la mayor de $1,3 \ell_d$ y 200 mm. La longitud de traslape medida entre los alambres transversales más alejados de cada refuerzo electrosoldado individual no debe ser menor que 50 mm y los alambres en la dirección de la longitud de desarrollo deben ser alambres corrugados MD200 o menores, donde ℓ_d se calcula para desarrollar f_y de acuerdo con 12.8.

12.19.2 Los empalmes por traslape del refuerzo electrosoldado de alambre corrugado sin un alambre transversal dentro de la longitud del empalme por traslape se deben determinar de manera similar a los del alambre corrugado.

12.19.3 Cuando los alambres corrugados en la dirección de la longitud de desarrollo son mayores a MD200, el refuerzo electrosoldado debe ser empalmado por traslape de acuerdo con 12.20.

12.19.4 Cuando el refuerzo electrosoldado de alambre es alambre recubierto con zinc (galvanizado), el refuerzo electrosoldado debe ser empalmado por traslape de acuerdo con 12.20.

12.20 EMPALMES DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE LISO A TRACCIÓN

La longitud mínima de empalmes por traslape de refuerzo electrosoldado de alambre liso debe cumplir con 12.20.1 y 12.20.2.

12.20.1 Cuando A_s suministrada es menor que dos veces la requerida por el análisis en la zona del empalme, la longitud del traslape, medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de refuerzo electrosoldado, no debe ser menor que el mayor de un espaciamiento de los alambres transversales más 50 mm, $1,5 \ell_d$ y 150 mm, donde ℓ_d se debe calcular de acuerdo con 12.9 para desarrollar f_y .

12.20.2 Cuando A_s suministrada es por lo menos el doble de la requerida por análisis en la ubicación del empalme, la longitud del traslape, medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de refuerzo electrosoldado, no debe ser menor que la mayor de $1,5 \ell_d$ y 50 mm. Donde ℓ_d se debe calcular de acuerdo con 12.9 para desarrollar f_y .

CAPÍTULO 13 LOSAS EN DOS DIRECCIONES

13.1 ALCANCE

- 13.1.1** Las disposiciones del Capítulo 13 se deben aplicar al diseño de sistemas de losas reforzadas para flexión en dos direcciones, con o sin vigas entre apoyos.
- 13.1.2** En este Capítulo se incluyen las losas macizas y las losas nervadas en dos direcciones.
- 13.1.3** El espesor mínimo de las losas diseñadas de acuerdo con este Capítulo deberá cumplir los requisitos de 9.6.3.
- 13.1.4** El Método Directo de Diseño (Ver 13.6) y el Método de los Coeficientes (Ver 13.7) no son aplicables a losas preesforzadas.
- 13.1.5** Las losas con o sin vigas, preesforzadas o no, podrán diseñarse utilizando el Método del Pórtico Equivalente de acuerdo a lo establecido en el Capítulo 8 – Losas en Dos Direcciones - de los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural del ACI 318S-14.
- 13.1.6** Las losas preesforzadas con un esfuerzo efectivo promedio de compresión menor de 0.9 MPa deben diseñarse como losas no preesforzadas.
- 13.1.7** Las losas preesforzadas deben diseñarse como Clase U, con $f_t \leq 0,50\sqrt{f'_c}$. Los esfuerzos en las losas preesforzadas inmediatamente después de la transferencia y bajo cargas de servicio no deben exceder de los esfuerzos admisibles señalados en el Capítulo 18.

13.2 DEFINICIONES

- 13.2.1** En un sistema de losas apoyado en columnas o muros, las dimensiones c_1 , c_2 y l_n deberán basarse en un área de apoyo efectiva definida por la intersección de la superficie inferior de la losa, o del ábaco si lo hubiera, con el mayor cono circular recto, pirámide recta o cuña, cuyas superficies estén localizadas dentro de la columna y el capitel o ménsula, y que estén orientadas a un ángulo no mayor de 45° con respecto al eje de la columna.
- 13.2.2** Una franja de columna es una franja de diseño con un ancho a cada lado del eje de la columna igual a $0,25 l_2$ ó $0,25 l_1$, el que sea menor. Las franjas de columna incluyen las vigas, si las hubiera.
- 13.2.3** Una franja central es una franja de diseño ubicada entre dos franjas de columna.
- 13.2.4** Un paño de losa está limitado por los ejes de las columnas, vigas o muros que existan en sus bordes.
- 13.2.5** Para elementos monolíticos o totalmente compuestos, una viga incluye la parte de la losa que está situada a cada lado de la viga, a una distancia igual a la proyección de la viga hacia arriba o hacia abajo de la losa, la que sea mayor, pero no mayor que 4 veces el espesor de la losa.

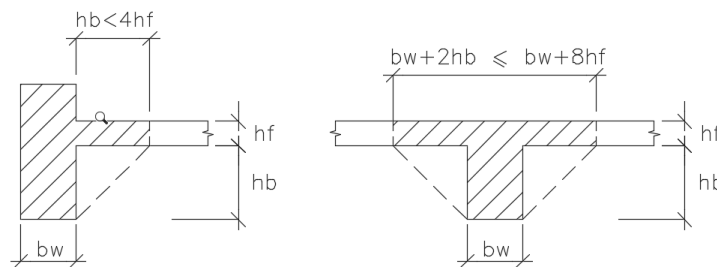


Fig. 13.2.5 Porciones de la losa que deben incluirse en la viga

- 13.2.6** Los ábacos, en losas no preesforzadas, usados para reducir la cantidad de refuerzo por momento negativo sobre una columna o el espesor mínimo requerido para una losa, deben cumplir con a) y b).
- a) El ábaco debe proyectarse bajo la losa al menos un cuarto del espesor de la losa adyacente.
 - b) El ábaco debe extenderse en cada dirección desde la línea central de apoyo una distancia no menor a un sexto de la longitud del vano medida al centro de los apoyos en esa dirección.

13.2.7 Cuando se utilice un ábaco para aumentar la sección crítica para cortante en una unión losa – columna, el ábaco debe proyectarse bajo la superficie inferior de la losa y extenderse una distancia horizontal medida desde la cara de la columna que sea al menos igual al espesor de la proyección bajo la superficie inferior de la losa.

13.3 REFUERZO DE LA LOSA

13.3.1 El área de refuerzo en cada dirección para sistemas de losas en dos direcciones deberá determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas, pero no debe ser menor que la requerida en 9.7.

13.3.2 El espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no deberá exceder de dos veces el espesor de la losa. Este requisito no es aplicable a las zonas de losas comprendidas entre las nervaduras de las losas nervadas, donde el refuerzo deberá colocarse como se indica en 9.7.

13.3.3 El refuerzo para momento positivo perpendicular a un borde discontinuo deberá prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud embebida recta o en gancho, de por lo menos 150 mm en las vigas, muros o columnas perimetrales.

13.3.4 El refuerzo para momento negativo perpendicular a un borde discontinuo deberá anclarse en las vigas, muros o columnas perimetrales, para que desarrolle su capacidad a tracción en la cara del apoyo, de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 12.

13.3.5 Cuando la losa no esté apoyada en una viga perimetral o muro en un borde discontinuo o cuando la losa se proyecte en voladizo más allá del apoyo, se hará el anclaje del refuerzo dentro de la propia losa.

13.3.6 En las esquinas exteriores de las losas apoyadas en muros de borde o donde una o más vigas de borde tengan un valor de αf mayor de 1,0 deberá proporcionarse refuerzo especial en las esquinas exteriores, tanto en la parte inferior como en la superior de la losa de acuerdo con 13.3.6.1 a 13.3.6.4.

13.3.6.1 El refuerzo especial de esquina, tanto en la parte superior como en la inferior de la losa deberá ser suficiente para resistir un momento igual al momento positivo máximo por unidad de ancho del panel de la losa.

13.3.6.2 Debe suponerse que el momento amplificado debido a los efectos de esquina, actúa alrededor de un eje perpendicular a la diagonal que parte de la esquina en la parte superior de la losa y alrededor de un eje paralelo a la diagonal que parte de la esquina en la parte inferior de la losa.

13.3.6.3 El refuerzo especial deberá colocarse a partir de la esquina hasta una distancia en cada dirección igual a $1/5$ de la longitud de la luz mayor del paño.

13.3.6.4 El refuerzo especial debe colocarse en una banda paralela a la diagonal en la parte superior de la losa, y en una banda perpendicular a la diagonal en la parte inferior de la losa. Alternativamente, el refuerzo especial debe ser colocado en dos capas paralelas a los bordes de la losa tanto en la parte superior como en la parte inferior de la losa.

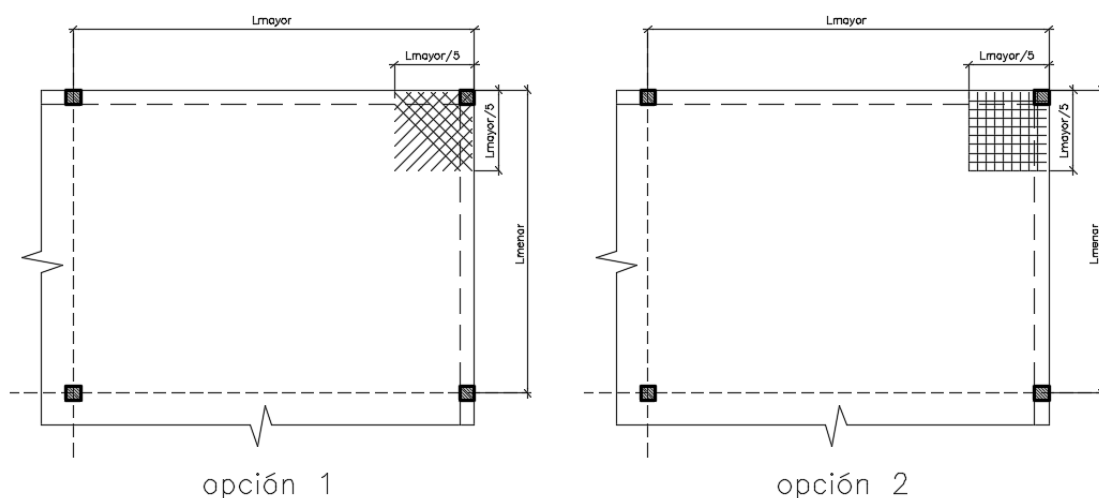


Fig. 13.3.6 Refuerzo de esquina en losas.

13.3.7 Cuando se emplee un ábaco para reducir la cantidad de refuerzo por momento negativo sobre la columna de una losa sin vigas, las dimensiones del ábaco deberán estar de acuerdo con 13.2.6. Para calcular el refuerzo requerido para la losa, el espesor del ábaco bajo la losa no deberá considerarse mayor a un cuarto de la distancia desde el extremo del ábaco a la cara de la columna o de su capitel.

13.3.8 Detalles del refuerzo en las losas sin vigas.

13.3.8.1 Además de los otros requisitos de 13.3, el refuerzo en las losas sin vigas debe tener como mínimo las longitudes indicadas en la Fig. 13.3.8.

FRANJA	LOCALIZACION	PORCENTAJE MINIMO DE A_s EN LA SECCION	SIN ABACOS (SIN SOBRE ESPESORES)	CON ABACOS (CON SOBRE ESPESORES)
FRANJA DE COLUMNAS	ARRIBA	50% restante		
	ABAJO	100%		
FRANJA CENTRAL	ARRIBA	100%		
	ABAJO	50% restante		
			c_1 luz libre ℓ_n c_1 luz libre ℓ_n c_1 luz centro a centro ℓ luz centro a centro ℓ Apoyo exterior sin continuidad de la losa Apoyo interior con continuidad de la losa Apoyo exterior sin continuidad de la losa	

Fig. 13.3.8 Longitudes mínimas del refuerzo en losas sin vigas.
(Véase 12.12.1 para las extensiones dentro de los apoyos).

13.3.8.2 Cuando las luces adyacentes no sean iguales, la prolongación del refuerzo para momento negativo más allá del borde del apoyo, como se describe en la Fig. 13.3.8, debe basarse en los requisitos de la luz mayor.

13.3.8.3 En pórticos donde las losas en dos direcciones actúan como parte del sistema resistente a cargas laterales, las longitudes del refuerzo deben determinarse por medio de análisis, pero no deben ser menores que las indicadas en la Fig. 13.3.8 (véase 21.8).

13.3.8.4 Todo el refuerzo inferior dentro de una franja de columna en cada dirección, debe ser continuo o estar empalmado con empalmes de tracción Clase B o con empalmes mecánicos o soldados, que cumplan con 12.15.3. Los empalmes deben ubicarse como lo muestra la Fig. 13.3.8. Al menos dos barras o alambres inferiores de la franja de columna, en cada dirección, deben pasar a través del núcleo de la columna y deben anclarse en los apoyos exteriores.

13.4 ABERTURAS EN LOS SISTEMAS DE LOSAS

13.4.1 Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en los sistemas de losas si se demuestra por medio de análisis que la resistencia de diseño es por lo menos igual a la requerida, tomando en consideración 9.2 y 9.3, y que se cumplen todas las condiciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deflexiones.

- 13.4.2** Como única alternativa a realizar el análisis especial que se requiere en 13.4.1, en los sistemas de losas sin vigas se permite dejar aberturas de acuerdo con 13.4.2.1 a 13.4.2.4,
- 13.4.2.1** Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en la zona común de dos franjas centrales que se intersecten, siempre que se mantenga la cantidad total de refuerzo requerido para la losa sin abertura.
- 13.4.2.2** La zona común de dos franjas de columna que se intersecten no debe interrumpirse con aberturas de más de 1/8 del ancho de la franja de columna en cada dirección. Una cantidad de refuerzo equivalente a la interrumpida por la abertura deberá añadirse a los costados de ésta.
- 13.4.2.3** En la zona común de una franja de columna y una franja central, las aberturas no deben interrumpir más de la cuarta parte del refuerzo en cada franja. Una cantidad de refuerzo equivalente a la interrumpida por la abertura deberá añadirse a los costados de ésta.
- 13.4.2.4** Deben satisfacerse los requisitos de cortante de 11.12.6.

13.5 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

- 13.5.1** Se permite diseñar un sistema de losas mediante cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad, si se demuestra que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida en 9.2 y 9.3 y se cumplen todas las condiciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deflexiones.
- 13.5.1.1** El diseño para cargas de gravedad de sistemas de losas, incluyendo la losa y las vigas (cuando las hay) entre apoyos, y las columnas de apoyo o muros que formen pórticos ortogonales, se puede hacer mediante el Método Directo de 13.6, el Método de Coeficientes de 13.7 o el Método del Pórtico Equivalente (Ver 13.1.5).
- 13.5.1.2** Para cargas laterales, el análisis de la estructura debe tomar en cuenta los efectos de la fisuración y el acero de refuerzo en la rigidez de los elementos del pórtico. Se permite combinar los resultados del análisis por cargas de gravedad con los resultados del análisis por cargas laterales.
- 13.5.2** La losa y las vigas (si las hay) entre los apoyos deben diseñarse para los momentos amplificados máximos en cada sección.
- 13.5.3** En losas sin vigas, cuando las cargas de gravedad, viento, sismo u otras fuerzas laterales causen transferencia de momento entre la losa y la columna, una fracción del momento no balanceado deberá ser transferida por flexión, de acuerdo con 13.5.3.1 y 13.5.3.2. La fracción del momento no balanceado no transmitida por flexión, deberá transmitirse por excentricidad de cortante, de acuerdo con 11.12.7.
- 13.5.3.1** Una fracción del momento no balanceado, dada por $\gamma_f Mu$, deberá considerarse transmitida por flexión sobre una franja de losa cuyo ancho efectivo esté comprendido entre ejes localizados a una y media veces el espesor de la losa o del ábaco ($1,5 h$) fuera de las caras opuestas de la columna o el capitel, donde Mu es el momento amplificado transmitido y:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}} \quad (13-1)$$

- 13.5.3.2** Para losas no preesforzadas con momentos no balanceados transferidos entre la losa y las columnas, se permite aumentar el valor de γ_f dado en la ecuación (13-1) de acuerdo a lo siguiente:
- Para columnas de borde con momentos no balanceados alrededor de un eje paralelo al borde, se permite que el valor de γ_f sea incrementado hasta 1,0 siempre que Vu en el borde de apoyo no exceda $0,75 \phi Vc$ o que en apoyos de esquina no exceda de $0,5 \phi Vc$, donde Vc se calcula de acuerdo con 11.12.2.1.
 - Para momentos no balanceados en apoyos interiores y para columnas de borde con momentos no balanceados alrededor de un eje perpendicular al borde, se permite que el valor γ_f sea incrementado hasta en 1.25 veces el valor dado por la ecuación (13-1), sin que γ_f exceda de 1,0 siempre que Vu en el apoyo no exceda de $0,4 \phi Vc$, donde Vc se calcula de acuerdo con 11.12.2.1. La cuantía de refuerzo ρ , dentro del ancho efectivo de losa definido en 13.5.3.1, no debe exceder de $0,4 \rho_b$.

- 13.5.3.3** El refuerzo sobre la columna debe concentrarse utilizando un espaciamiento más cercano, o por medio de refuerzo adicional para resistir el momento en el ancho efectivo de la losa definido en 13.5.3.1.
- 13.5.4** El diseño para la transmisión de carga desde la losa a los muros y columnas de apoyo por medio de cortante y torsión debe estar de acuerdo con el Capítulo 11.

13.6 MÉTODO DIRECTO DE DISEÑO

13.6.1 Limitaciones

Se permite que los sistemas de losas no preesforzadas que cumplan con las limitaciones de 13.6.1.1 a 13.6.1.8, sean diseñados utilizando el Método Directo.

- 13.6.1.1** Deben existir un mínimo de tres paños continuos en cada dirección.
- 13.6.1.2** Los paños de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos, no mayor de dos.
- 13.6.1.3** Las longitudes de paños contiguos medidos centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.
- 13.6.1.4** Las columnas pueden estar desalineadas hasta 10% de la luz (medido en la dirección del desalineamiento) con respecto a cualquier eje que pase por el centro de columnas sucesivas.
- 13.6.1.5** Todas las cargas deben ser de gravedad y estar uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva no debe exceder de dos veces la carga muerta, ambas en servicio.
- 13.6.1.6** Para un paño con vigas entre los apoyos en todos los lados, debe satisfacerse la condición (13-2) para las dos direcciones perpendiculares.

$$0,2 \leq \frac{\alpha f_1 l_2^2}{\alpha f_2 l_1^2} \leq 5,0 \quad (13-2)$$

Donde αf_1 y αf_2 se calculan de acuerdo con la ecuación (13-3).

$$\alpha f = \frac{Ecb I_b}{Ecs I_s} \quad (13-3)$$

- 13.6.1.7** La redistribución de momentos, como lo permite 8.4, no debe aplicarse a los sistemas de losas diseñadas utilizando el Método Directo. Véase 13.6.7.
- 13.6.1.8** Se permiten variaciones de las limitaciones indicadas en 13.6.1, siempre que se demuestre por medio de análisis que se satisfacen los requisitos de 13.5.1.

13.6.2 Momento estático amplificado total del paño

- 13.6.2.1** El momento estático amplificado total para un paño, M_o , debe determinarse en una franja limitada lateralmente por el eje central de los paños adyacentes al eje que une los apoyos.
- 13.6.2.2** La suma absoluta del momento amplificado positivo y el promedio de los momentos amplificados negativos, en cada dirección, no debe ser menor que:

$$M_o = \frac{qu l_2 l_n^2}{8} \quad (13-4)$$

- 13.6.2.3** La luz libre l_n en la ecuación (13-4) debe considerarse entre caras de las columnas, capiteles, ménsulas o muros en la dirección en la que se determinan los momentos. El valor de l_n empleado en la ecuación (13-4) no debe ser menor que $0,65 l_1$. Los apoyos circulares o en forma de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área.

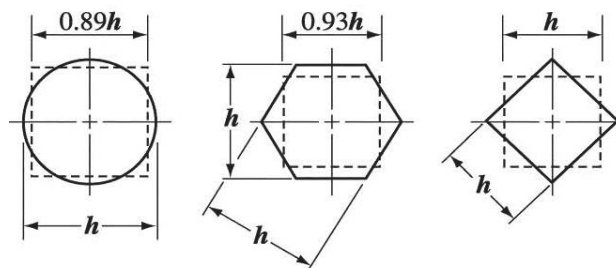


Fig. 13.6.2 Ejemplos de secciones cuadradas equivalentes para columnas de apoyo.

13.6.2.4 Cuando no se tenga la misma luz transversal en los paños a ambos lados del eje central de los apoyos, l_2 en la ecuación (13-4) se debe tomar como el promedio de las luces transversales adyacentes.

13.6.2.5 Cuando se considere el paño adyacente y paralelo a un borde, la distancia del borde al eje central del paño deberá considerarse como l_2 en la ecuación (13-4).

13.6.3 Momentos negativos y positivos amplificados

13.6.3.1 Los momentos negativos amplificados deben determinarse en las caras de los apoyos, si estos son rectangulares. Los apoyos circulares o en forma de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área.

13.6.3.2 En cada paño interior, el momento estático total, M_o , debe distribuirse como se indica a continuación:

Momento negativo amplificado	0,65 M_o
Momento positivo amplificado	0,35 M_o

13.6.3.3 En cada paño extremo, el momento estático amplificado total, M_o , debe distribuirse como se indica en la tabla a continuación:

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Borde exterior no restringido	Losa con vigas entre todos los apoyos	Losa sin vigas entre los apoyos interiores		Borde exterior totalmente restringido
			Sin viga de borde	Con viga de borde	
Momento negativo amplificado interior	0,75	0,70	0,70	0,70	0,65
Momento positivo amplificado	0,63	0,57	0,52	0,50	0,35
Momento negativo amplificado exterior	0	0,16	0,26	0,30	0,65

13.6.3.4 Las secciones sometidas a momento negativo deben diseñarse para resistir el mayor de los dos momentos amplificados negativos interiores, determinados para los paños con un apoyo común, a menos que se haga un análisis para distribuir el momento desequilibrado de acuerdo con las rigideces de los elementos concurrentes.

13.6.3.5 Las vigas de borde o los bordes de la losa deben ser diseñados para resistir por torsión la fracción que le corresponda de los momentos exteriores negativos amplificados.

13.6.3.6 El momento para cargas de gravedad a ser transmitido entre la losa y una columna de borde de acuerdo con 13.5.3 debe ser 0,3 M_o .

13.6.4 Momentos amplificado en las franjas de columna

13.6.4.1 Las franjas de columna deben ser diseñadas para resistir las siguientes fracciones del momento negativo amplificado interior:

$\frac{l_2}{l_1}$	0,50	1,00	2,00
$\left(\alpha l \frac{l_2}{l_1}\right) = 0$	0,75	0,75	0,75
$\left(\alpha l \frac{l_2}{l_1}\right) \geq 1,0$	0,90	0,75	0,45

Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

13.6.4.2 Las franjas de columnas deben ser diseñadas para resistir las siguientes fracciones del momento negativo amplificado exterior:

$\frac{l_2}{l_1}$		0,5	1,0	2,0
$\left(\alpha f l \frac{l_2}{l_1}\right) = 0$	$\beta_t = 0$	1,00	1,00	1,00
	$\beta_t \geq 2,5$	0,75	0,75	0,75
$\left(\alpha f l \frac{l_2}{l_1}\right) \geq 1,0$	$\beta_t = 0$	1,00	1,00	1,00
	$\beta_t \geq 2,5$	0,90	0,75	0,45

Deben hacerse interpolaciones lineales entre los valores dados.

β_t se calcula con la ecuación (13-5) y C se calcula con (13-6).

$$\beta_t = \frac{Ecb C}{2 Ecs I_s} \quad (13-5)$$

$$C = \sum \left(1 - 0,63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \quad (13-6)$$

La constante C para secciones en forma de T o L puede evaluarse dividiendo la sección en regiones rectangulares teniendo en cuenta lo indicado en 13.2.5, y sumando los valores de C calculados de cada porción.

13.6.4.3 Cuando los apoyos consistan en columnas o muros que se extienden por una distancia igual o mayor que $0,75 l_2$ utilizada para calcular M_o , los momentos negativos deben considerarse uniformemente distribuidos a lo largo de l_2 .

13.6.4.4 Las franjas de columnas deben diseñarse para resistir las siguientes fracciones de los momentos positivos amplificados:

$\frac{l_2}{l_1}$	0,50	1,00	2,00
$\left(\alpha f l \frac{l_2}{l_1}\right) = 0$	0,60	0,60	0,60
$\left(\alpha f l \frac{l_2}{l_1}\right) \geq 1,0$	0,90	0,75	0,45

Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

13.6.4.5 Para losas con vigas entre los apoyos, la porción de la losa localizada en la franja de columnas debe ser diseñada para resistir la porción de los momentos de la franja de columna que no sean resistidos por las vigas.

13.6.5 Momentos amplificados en vigas

13.6.5.1 Las vigas entre los apoyos deben ser diseñadas para resistir el 85% de los momentos de la franja de columna si $(\alpha f l l_2/l_1)$ es igual o mayor que uno.

13.6.5.2 Para valores de $(\alpha f l l_2/l_1)$ entre 1,0 y cero, la fracción de los momentos de la franja de columna que debe ser resistida por las vigas debe obtenerse por interpolación lineal entre 0,85 y 0 respectivamente.

13.6.5.3 Además de los momentos calculados para cargas uniformes, de acuerdo con 13.6.2.2, 13.6.5.1 y 13.6.5.2, las vigas deben ser diseñadas para resistir los momentos causados por cargas concentradas o lineales aplicadas directamente sobre ellas, incluyendo el peso del alma que se proyecta por encima o por debajo de la losa.

13.6.6 Momentos amplificados en las franjas centrales

13.6.6.1 La fracción de los momentos positivo y negativo amplificados no resistida por las franjas de columnas deben asignarse a cada mitad de las franjas centrales correspondientes, proporcionalmente a sus anchos.

13.6.6.2 Cada franja central debe ser diseñada para resistir la suma de los momentos asignados a sus dos mitades de franja central.

13.6.6.3 Una franja central adyacente y paralela a un borde apoyado en un muro, debe ser diseñada para resistir el doble del momento asignado a la mitad de la franja central correspondiente al primer eje de apoyos interiores.

13.6.7 Modificación de los momentos amplificados

Se permite que los momentos positivo y negativo amplificados sean modificados hasta en un 10%, siempre que el momento estático total para un paño, M_o , en la dirección considerada, no sea menor que el requerido en la ecuación (13-4).

13.6.8 Cortante amplificado en sistemas de losas con vigas

13.6.8.1 Las vigas con $(\alpha f l_2/l_1)$ igual o mayor que 1,0 deben ser diseñadas para resistir el cortante producido por las cargas amplificadas en áreas tributarias limitadas por líneas a 45° trazadas desde las esquinas de cada paño y por los ejes centrales de los paños adyacentes paralelos a los lados largos.

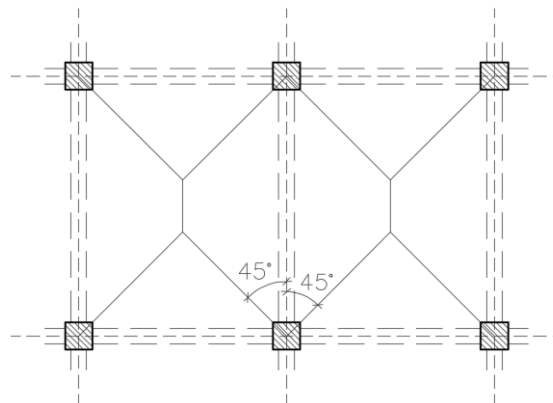


Fig. 13.6.8 Área tributaria para cálculo del cortante en una viga interior.

13.6.8.2 Al diseñar vigas con $(\alpha f l_2/l_1)$ menor a 1,0 para resistir cortante, se permite interpolar linealmente suponiendo que la viga no toma carga para $\alpha f l_2 = 0$.

13.6.8.3 Además de los cortantes calculados de acuerdo con 13.6.8.1 y 13.6.8.2, todas las vigas deben ser diseñadas para resistir los cortantes producidos por las cargas amplificadas aplicadas directamente sobre ellas.

13.6.8.4 Se permite calcular el cortante en la losa suponiendo que la carga se distribuye a las vigas de apoyo de acuerdo con 13.6.8.1 ó 13.6.8.2. Debe proporcionarse resistencia al cortante total que se presente en el paño.

13.6.8.5 La resistencia al cortante debe cumplir con los requisitos del Capítulo 11.

13.6.9 Momentos amplificados en columnas y muros

13.6.9.1 Las columnas y los muros construidos monolíticamente con un sistema de losas deben resistir los momentos producidos por las cargas amplificadas que actúan sobre el sistema de losas.

13.6.9.2 En un apoyo interior, los elementos de apoyo arriba y abajo de la losa deben resistir el momento amplificado especificado por la ecuación (13-7) en proporción directa a sus rigideces, a menos que se realice un análisis general.

$$M = 0,07 [(q_{Du} + 0,5 q_{Lu}) l_2 (l_n)^2 - q'_{Du} l'_2 (l'_n)^2] \quad (13-7)$$

donde q'_{Du} , l'_2 y l'_n se refieren a la luz más corta.

13.7 MÉTODO DE DISEÑO DE COEFICIENTES PARA LOSAS APOYADAS EN VIGAS O MUROS

13.7.1 Limitaciones

Se permite que las losas no preesforzadas que cumplan con las limitaciones de 13.7.1.1 a 13.7.1.4, sean diseñadas utilizando el Método de Coeficientes.

13.7.1.1 Cada paño de losa debe estar apoyado en todo su perímetro sobre vigas peraltadas o sobre muros. El peralte de las vigas será como mínimo 1/15 de la luz libre o 1,5 veces el espesor de la losa, el que sea mayor.

13.7.1.2 Los paños de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos, no mayor de dos.

13.7.1.3 Las longitudes de paños contiguos medidos centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.

13.7.1.4 Todas las cargas deben ser de gravedad y estar uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva no debe exceder de dos veces la carga muerta, ambas en servicio.

13.7.2 Definiciones

13.7.2.1 Se denomina Franja Central a aquella de ancho igual a la mitad del paño o tablero, simétrica respecto a la línea central del paño y que se extiende en la dirección en que se consideran los momentos.

13.7.2.2 Se denomina Franja de Columna a aquella de ancho igual a la mitad del paño o tablero, que ocupa las dos áreas fuera de la franja central.

13.7.3 Determinación de momentos, cortantes y secciones críticas

13.7.3.1 Las secciones críticas para momentos de flexión serán:

- A lo largo de los bordes del paño en las caras de las vigas o muros de apoyo para el caso de momentos negativos.
- A lo largo de las líneas medias de los paños para el caso de momentos positivos.

13.7.3.2 Los momentos de flexión para las franjas centrales se calcularán por medio de las expresiones:

$$Ma = Ca wu A^2 \quad (13-8)$$

$$Mb = Cb wu B^2 \quad (13-9)$$

Donde:

A: Luz libre del tramo en la dirección corta.

B: Luz libre del tramo en la dirección larga.

Ma: Momento de flexión en la dirección A.

Mb: Momento de flexión en la dirección B.

Ca: Coeficiente de momentos indicado en las Tablas 13.1, 13.2 y 13.3, para la dirección corta.

Cb: Coeficiente de momentos indicado en las Tablas 13.1, 13.2 y 13.3, para la dirección larga.

wu: Carga última uniformemente repartida por unidad de área de la losa.

13.7.3.3 Se asumirá que los momentos en las franjas de columnas varían gradualmente desde el valor total en el borde de la franja central hasta un tercio de este valor en el borde del paño.

13.7.3.4 Cuando el momento negativo a un lado del apoyo sea menor que el 80% del momento en el otro lado, la diferencia será distribuida en proporción a las rigideces relativas de las losas.

13.7.3.5 En los bordes discontinuos se considerará un momento negativo igual a un tercio del momento positivo.

13.7.4 Fuerza cortante en la losa y cargas en las vigas de apoyo

13.7.3.1 Las fuerzas cortantes en la losa se calcularán suponiendo que la sección crítica se encuentra ubicada a una distancia d (peralte efectivo) de la cara del apoyo. A menos que se haga un análisis más preciso, la fuerza cortante que actúa en un ancho unitario podrá ser calculada utilizando la ecuación 13-10. Cuando exista un borde continuo opuesto a uno discontinuo, la fuerza cortante se incrementará en 15%.

$$V = w \left(\frac{A}{2} - d \right) \left(1,0 - 0,5 \frac{A}{B} \right) \quad (13-10)$$

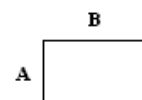
13.7.3.2 Las vigas deben ser diseñadas para resistir el cortante producido por las cargas amplificadas en áreas tributarias limitadas por líneas a 45° trazadas desde las esquinas de cada paño y por los ejes centrales de los paños adyacentes paralelos a los lados largos. Para la viga corta podrá utilizarse una carga equivalente uniformemente repartida por metro lineal igual a $wu (A/3)$.

TABLA 13.1 COEFICIENTES PARA MOMENTOS NEGATIVOS

$$M_{a \text{ neg}} = C_a w_u A^2$$

w_u = carga amplificada total por unidad de área

$$M_{b \text{ neg}} = C_b w_u B^2$$



Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{A}{B}$									
1,00 C_a		0,045		0,050	0,075	0,071		0,033	0,061
C_b		0,045	0,076	0,050			0,071	0,061	0,033
0,95 C_a		0,050		0,055	0,079	0,075		0,038	0,065
C_b		0,041	0,072	0,045			0,067	0,056	0,029
0,90 C_a		0,055		0,060	0,080	0,079		0,043	0,068
C_b		0,037	0,070	0,040			0,062	0,052	0,025
0,85 C_a		0,060		0,066	0,082	0,083		0,049	0,072
C_b		0,031	0,065	0,034			0,057	0,046	0,021
0,80 C_a		0,065		0,071	0,083	0,086		0,055	0,075
C_b		0,027	0,061	0,029			0,051	0,041	0,017
0,75 C_a		0,069		0,076	0,085	0,088		0,061	0,078
C_b		0,022	0,056	0,024			0,044	0,036	0,014
0,70 C_a		0,074		0,081	0,086	0,091		0,068	0,081
C_b		0,017	0,050	0,019			0,038	0,029	0,011
0,65 C_a		0,077		0,085	0,087	0,093		0,074	0,083
C_b		0,014	0,043	0,015			0,031	0,024	0,008
0,60 C_a		0,081		0,089	0,088	0,095		0,080	0,085
C_b		0,010	0,035	0,011			0,024	0,018	0,006
0,55 C_a		0,084		0,092	0,089	0,096		0,085	0,086
C_b		0,007	0,028	0,008			0,019	0,014	0,005
0,50 C_a		0,086		0,094	0,090	0,097		0,089	0,088
C_b		0,006	0,022	0,006			0,014	0,010	0,003

TABLA 13.2 COEFICIENTES PARA MOMENTOS POSITIVOS DEBIDOS A LA CARGA MUERTA

$M_a \text{ pos } d = C_a wud A^2$ $wud = \text{carga amplificada total por unidad de \u00e1rea}$ $\begin{matrix} B \\ \square \\ A \end{matrix}$
 $M_b \text{ pos } d = C_b wud B^2$

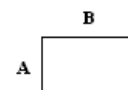
Relaci\u00f3n	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{A}{B}$									
1,00 <i>Ca</i>	0,036	0,018	0,018	0,027	0,027	0,033	0,027	0,020	0,023
<i>Cb</i>	0,036	0,018	0,027	0,027	0,018	0,027	0,033	0,023	0,020
0,95 <i>Ca</i>	0,040	0,020	0,021	0,030	0,028	0,036	0,031	0,022	0,024
<i>Cb</i>	0,033	0,016	0,025	0,024	0,015	0,024	0,031	0,021	0,017
0,90 <i>Ca</i>	0,045	0,022	0,025	0,033	0,029	0,039	0,035	0,025	0,026
<i>Cb</i>	0,029	0,014	0,024	0,022	0,013	0,021	0,028	0,019	0,015
0,85 <i>Ca</i>	0,050	0,024	0,029	0,036	0,031	0,042	0,040	0,029	0,028
<i>Cb</i>	0,026	0,012	0,022	0,019	0,011	0,017	0,025	0,017	0,013
0,80 <i>Ca</i>	0,056	0,026	0,034	0,039	0,032	0,045	0,045	0,032	0,029
<i>Cb</i>	0,023	0,011	0,020	0,016	0,009	0,015	0,022	0,015	0,010
0,75 <i>Ca</i>	0,061	0,028	0,040	0,043	0,033	0,048	0,051	0,036	0,031
<i>Cb</i>	0,019	0,009	0,018	0,013	0,007	0,012	0,020	0,013	0,007
0,70 <i>Ca</i>	0,068	0,030	0,046	0,046	0,035	0,051	0,058	0,040	0,033
<i>Cb</i>	0,016	0,007	0,016	0,011	0,005	0,009	0,017	0,011	0,006
0,65 <i>Ca</i>	0,074	0,032	0,054	0,050	0,036	0,054	0,065	0,044	0,034
<i>Cb</i>	0,013	0,006	0,014	0,009	0,004	0,007	0,014	0,009	0,005
0,60 <i>Ca</i>	0,081	0,034	0,062	0,053	0,037	0,056	0,073	0,048	0,036
<i>Cb</i>	0,010	0,004	0,011	0,007	0,003	0,006	0,012	0,007	0,004
0,55 <i>Ca</i>	0,088	0,035	0,071	0,056	0,038	0,058	0,081	0,052	0,037
<i>Cb</i>	0,008	0,003	0,009	0,005	0,002	0,004	0,009	0,005	0,003
0,50 <i>Ca</i>	0,095	0,037	0,080	0,059	0,039	0,061	0,089	0,056	0,038
<i>Cb</i>	0,006	0,002	0,007	0,004	0,001	0,003	0,007	0,004	0,002

TABLA 13.3 COEFICIENTES PARA MOMENTOS POSITIVOS DEBIDOS A LA CARGA VIVA

$$M_a \text{ pos } l = C_a wul A^2$$

$wul =$ carga amplificada total por unidad de área

$$M_b \text{ pos } l = C_b wul B^2$$



Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9	
$m = \frac{A}{B}$										
1,00	C_a	0,036	0,027	0,027	0,032	0,032	0,035	0,032	0,028	0,030
	C_b	0,036	0,027	0,032	0,032	0,027	0,032	0,035	0,030	0,028
0,95	C_a	0,040	0,030	0,031	0,035	0,034	0,038	0,036	0,031	0,032
	C_b	0,033	0,025	0,029	0,029	0,024	0,029	0,032	0,027	0,025
0,90	C_a	0,045	0,034	0,035	0,039	0,037	0,042	0,040	0,035	0,036
	C_b	0,029	0,022	0,027	0,026	0,021	0,025	0,029	0,024	0,022
0,85	C_a	0,050	0,037	0,040	0,043	0,041	0,046	0,045	0,040	0,039
	C_b	0,026	0,019	0,024	0,023	0,019	0,022	0,026	0,022	0,020
0,80	C_a	0,056	0,041	0,045	0,048	0,044	0,051	0,051	0,044	0,042
	C_b	0,023	0,017	0,022	0,020	0,016	0,019	0,023	0,019	0,017
0,75	C_a	0,061	0,045	0,051	0,052	0,047	0,055	0,056	0,049	0,046
	C_b	0,019	0,014	0,019	0,016	0,013	0,016	0,020	0,016	0,013
0,70	C_a	0,068	0,049	0,057	0,057	0,051	0,060	0,063	0,054	0,050
	C_b	0,016	0,012	0,016	0,014	0,011	0,013	0,017	0,014	0,011
0,65	C_a	0,074	0,053	0,064	0,062	0,055	0,064	0,070	0,059	0,054
	C_b	0,013	0,010	0,014	0,011	0,009	0,010	0,014	0,011	0,009
0,60	C_a	0,081	0,058	0,071	0,067	0,059	0,068	0,077	0,065	0,059
	C_b	0,010	0,007	0,011	0,009	0,007	0,008	0,011	0,009	0,007
0,55	C_a	0,088	0,062	0,080	0,072	0,063	0,073	0,085	0,070	0,063
	C_b	0,008	0,006	0,009	0,007	0,005	0,006	0,009	0,007	0,006
0,50	C_a	0,095	0,066	0,088	0,077	0,067	0,078	0,092	0,076	0,067
	C_b	0,006	0,004	0,007	0,005	0,004	0,005	0,007	0,005	0,004

CAPÍTULO 14 MUROS

14.1 ALCANCE

Las disposiciones de este capítulo son aplicables a muros sometidos a los estados de carga siguientes:

- a) Muros sometidos a carga axial con o sin flexión transversal a su plano, denominados muros de carga.
- b) Muros sometidos a cargas normales a su plano.
- c) Muros de contención.

Los muros sometidos a cargas verticales y cargas horizontales en su plano, provenientes de las acciones sísmicas, denominados placas o muros de corte, se diseñarán de acuerdo a las disposiciones del Capítulo 21.

14.2 GENERALIDADES

14.2.1 Los muros serán diseñados para las cargas verticales, cargas verticales excéntricas, cargas laterales y otras cargas a los que estén sometidos.

14.2.2 Los muros de carga se diseñarán de acuerdo a 14.2, 14.3, 14.4 ó 14.5.

14.2.3 Los muros de contención de concreto armado se diseñarán de acuerdo a 14.8.

14.2.4 Los muros de contención de concreto simple se diseñarán de acuerdo a 22.6.

14.2.5 El diseño para cortante debe cumplir con lo estipulado en 11.10.

14.2.6 La longitud horizontal del muro considerada como efectiva para cada carga vertical concentrada no deberá exceder la distancia centro a centro entre cargas ni la longitud de la superficie de contacto más dos veces el espesor del muro a cada lado, a no ser que se demuestre mediante un análisis detallado la contribución de una longitud mayor.

14.2.7 Los elementos en compresión construidos monolíticamente con los muros cumplirán con los requisitos de 10.8.2.

14.2.8 La cantidad de refuerzo y los límites de espesor indicados en este Capítulo podrán ser modificados cuando se demuestre por un análisis estructural detallado que se tienen adecuadas resistencia y estabilidad.

14.2.9 La transferencia de las fuerzas a la cimentación en la base del muro se hará de acuerdo con 15.8.

14.3 REFUERZO MÍNIMO

14.3.1 El refuerzo mínimo vertical y horizontal debe cumplir con las disposiciones de esta Sección, a menos que se requiera una cantidad mayor por cortante de acuerdo con 11.10.

- a) La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002.
- b) La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015.

14.3.2 Los muros con un espesor mayor o igual que 200 mm, excepto los muros de sótanos, deben tener el refuerzo en cada dirección colocado en dos capas paralelas a las caras del muro.

14.3.3 El refuerzo vertical y el horizontal no deben estar espaciados a más de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm.

14.3.4 El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda de 0,01 del área total de concreto o cuando el refuerzo vertical no se requiere como refuerzo de compresión.

14.4 MUROS DISEÑADOS COMO ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

Con excepción de lo dispuesto en 14.5, los muros sometidos a carga axial o combinación de carga axial y flexión deben diseñarse de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 10 y de 14.2 y 14.3.

14.5 MÉTODO EMPÍRICO DE DISEÑO PARA MUROS DE CARGA

14.5.1 Se permite que los muros de carga de sección transversal rectangular sólida (sin vacíos) sean diseñados mediante las disposiciones empíricas de 14.5, cuando la resultante de todas las

cargas amplificadas esté localizada dentro del tercio central del espesor total del muro y se satisfagan los requisitos de 14.2 y 14.3.

- 14.5.2** La resistencia axial de diseño ϕP_n de un muro que satisface las limitaciones de 14.5.1, debe calcularse mediante la ecuación (14-1), a menos que se diseñe de acuerdo con 14.4.

$$\phi P_n = 0,55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (14-1)$$

donde $\phi = 0,70$ y el factor de longitud efectiva k es:

Para muros arriostrados en la parte superior e inferior con el fin de evitar el desplazamiento lateral y:

- (a) Restringidos contra la rotación en uno o ambos extremos (superior o inferior o ambos) 0,8
(b) No restringidos contra la rotación en ambos extremos 1,0

Para muros no arriostrados con el fin de evitar el desplazamiento lateral 2,0

14.5.3 Espesor mínimo de muros diseñados por el método empírico de diseño

- 14.5.3.1** El espesor de los muros de carga no debe ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral o de la longitud del muro, la que sea menor, ni tampoco debe ser menor que 100 mm.

- 14.5.3.2** El espesor de los muros exteriores de sótanos y cimentaciones no debe ser menor que 200 mm.

14.6 MUROS NO PORTANTES

- 14.6.1** El espesor de los muros que no sean de carga (no estructurales) no debe ser menor de 100 mm, ni menor de 1/30 de la distancia mínima entre elementos que le proporcionen apoyo lateral.

14.7 MUROS EMPLEADOS COMO VIGAS DE CIMENTACIÓN

- 14.7.1** Los muros diseñados como vigas de cimentación deben tener el refuerzo superior e inferior que se requiere para resistir los momentos flectores, de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 10. El diseño por cortante debe cumplir con las disposiciones del Capítulo 11.

- 14.7.2** El refuerzo de los muros empleados como vigas de cimentación debe cumplir con los requisitos de 14.3.

14.8 MUROS DE CONTENCIÓN

- 14.8.1** Los muros de contención con o sin carga axial significativa se diseñarán de acuerdo a las disposiciones para diseño de elementos en flexión y carga axial del Capítulo 10.

- 14.8.2** El refuerzo mínimo será el indicado en 14.3. Salvo que una cuantía mayor sea necesaria para controlar la fisuración por los efectos de contracción y térmicos.

- 14.8.3** El acero por temperatura y contracción deberá colocarse en ambas caras para muros de espesor mayor o igual a 200 mm. Este refuerzo podrá disponerse en mayor proporción en la cara expuesta del muro.

- 14.8.4** El refuerzo vertical y horizontal no se colocará a un espaciamiento mayor que tres veces el espesor del muro ni que 400 mm.

14.9 MUROS ANCLADOS

- 14.9.1** En el diseño de muros de contención con anclajes temporales o permanentes, deberá prestarse especial atención en la verificación de los esfuerzos de punzonamiento ocasionados por los dispositivos de anclaje. En el diseño deberán considerarse las solicitaciones correspondientes a cada una de las diferentes etapas de la construcción.

14.10 ABERTURAS EN MUROS

- 14.10.1** Las aberturas en los muros deberán ubicarse de modo tal de reducir lo menos posible su capacidad resistente.

- 14.10.2** La presencia de aberturas debe considerarse en el cálculo de rigideces y resistencias.

14.10.3 Además del refuerzo mínimo requerido por 14.3, deben colocarse por lo menos dos barras de 5/8" alrededor de todos los vanos de ventanas y puertas en todos los muros que tengan dos capas de refuerzo y una barra de 5/8" en los muros que tengan una sola capa de refuerzo. Estas barras deben prolongarse más allá de las esquinas de las aberturas una distancia igual a la longitud de anclaje en tracción pero no menos de 600 mm.

CAPÍTULO 15 CIMENTACIONES

15.1 ALCANCE

- 15.1.1** Las disposiciones del Capítulo 15 deben usarse en el diseño de zapatas corridas, aisladas, cabezales de pilotes y, cuando sean aplicables, a zapatas combinadas y losas de cimentación.
- 15.1.2** Las zapatas y cimientos corridos de concreto simple deben diseñarse de acuerdo con el Capítulo 22.
- 15.1.3** Las cimentaciones superficiales y profundas que resistan y transfieran al terreno fuerzas inducidas por el sismo deberán cumplir adicionalmente con las disposiciones del Capítulo 21.
- 15.1.4** Los sectores de elementos de cimentaciones profundas expuestas a aire, agua o suelo que no sean capaces de proporcionar una restricción adecuada a lo largo de la longitud del elemento para evitar su pandeo lateral, deben diseñarse como columnas de acuerdo con las disposiciones aplicables del Capítulo 10.
- 15.1.5** Se permite diseñar las cimentaciones de acuerdo con los modelos Puntal – Tensor del Capítulo 23 de los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural del ACI 318S-14.
Si los cabezales de los pilotes se diseñan de acuerdo con estos modelos, la resistencia efectiva a compresión del concreto de los puntales (f_{ce}) debe determinarse de acuerdo a 23.4.3 del ACI 318S-14, considerando el valor de $\beta_s = 0.6\lambda$, donde λ se define en 8.6 de esta Norma.

15.2 CARGAS Y REACCIONES

- 15.2.1** Las zapatas deben diseñarse para resistir las cargas amplificadas (Diseño por Resistencia) y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de esta Norma y conforme a lo dispuesto en este Capítulo.
- 15.2.2** El área de la base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no amplificados (en servicio) transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata. El área de la zapata debe determinarse a partir de la resistencia admisible del suelo o de la capacidad admisible de los pilotes, establecida en el estudio de mecánica de suelos.
- 15.2.3** En el cálculo de las presiones de contacto entre las zapatas y el suelo solo se aceptará que ocurran compresiones sobre el suelo.
- 15.2.4** Se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales, tales como sismo o viento.
- 15.2.5** Para determinar los esfuerzos en el suelo o las fuerzas en pilotes, las acciones sísmicas podrán reducirse al 80% de los valores provenientes del análisis estructural, ya que las solicitaciones sísmicas especificadas en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente están especificadas al nivel de resistencia de la estructura.
- 15.2.6** En terrenos de baja capacidad portante o cimentaciones sobre pilotes, deberá analizarse la necesidad de conectar las zapatas mediante vigas, evaluándose en el diseño el comportamiento de éstas de acuerdo a su rigidez y la del conjunto suelo-cimentación. En los casos de muros de albañilería, se podrá lograr esta conexión mediante cimientos o sobrecimientos armados.
- 15.2.7** El cálculo de los momentos y cortantes en las zapatas apoyadas sobre pilotes puede basarse en la suposición que la reacción de cualquier pilote está concentrada en el eje del mismo.

15.3 ZAPATAS QUE SOPORTAN COLUMNAS O PEDESTALES DE FORMA CIRCULAR O DE POLÍGONO REGULAR

Para la localización de las secciones críticas para momentos, cortantes, y longitud de desarrollo del refuerzo en las zapatas, se permite considerar las columnas o pedestales de concreto de forma circular o de polígono regular como elementos cuadrados con la misma área.

15.4 MOMENTOS FLECTORES EN ZAPATAS

- 15.4.1** El momento flector en cualquier sección de una zapata corrida, zapata aislada o cabezal de pilote debe determinarse pasando un plano vertical a través de la zapata y calculando el

momento de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.

- 15.4.2** Para una zapata aislada el momento máximo amplificado, M_u , debe calcularse en la forma indicada en 15.4.1, en las secciones críticas localizadas como se indica a continuación:

Localización de la sección crítica	Elemento soportado
Cara de la columna o pedestal	Columna o pedestal
En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa base de acero	Columna con placa base de acero
Cara del muro	Muro de concreto
En el punto medio entre el eje y la cara del muro de albañilería	Muro de albañilería

- 15.4.3** En zapatas armadas en una dirección y en zapatas cuadradas armadas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata.
- 15.4.4** En zapatas rectangulares armadas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse como se indica en 15.4.4.1 y 15.4.4.2.
- 15.4.4.1** El refuerzo en la dirección larga debe distribuirse uniformemente en el ancho total de la zapata.
- 15.4.4.2** Para el refuerzo en la dirección corta, una porción del refuerzo total, $\gamma_s A_s$, debe distribuirse en forma uniforme sobre una franja (centrada con respecto al eje de la columna o pedestal) cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata. El resto del refuerzo requerido en la dirección corta, $(1 - \gamma_s) A_s$, debe distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja central de la zapata.

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta + 1)} \quad (15-1)$$

donde β es la relación del lado largo al lado corto de la zapata.

15.5 FUERZA CORTANTE EN ZAPATAS

- 15.5.1** La resistencia al cortante de zapatas apoyadas en suelo o en roca, debe cumplir con lo estipulado en 11.12. La resistencia al cortante, ϕV_n , de las zapatas debe determinarse según 11.12.1.1 y 11.12.1.2.
- 15.5.2** La ubicación de la sección crítica para cortante de acuerdo con el Capítulo 11 debe medirse desde las secciones indicadas en 15.4.2.
- 15.5.3** El cálculo del cortante en cualquier sección de una zapata apoyada sobre pilotes debe cumplir con 11.12, 15.5.3.1, 15.5.3.2 y 15.5.3.3.
- 15.5.3.1** Se debe considerar que la reacción total de todo pilote con su centro localizado a $dp/2$ (dp = diámetro del pilote) o más hacia el lado de afuera de la sección produce cortante en dicha sección.
- 15.5.3.2** Se debe considerar que la reacción de cualquier pilote con su centro localizado $dp/2$ o más hacia el lado interior de la sección no produce cortante en dicha sección.
- 15.5.3.3** Para posiciones intermedias del centro del pilote, la parte de la reacción del pilote que produce cortante en la sección debe basarse en una interpolación lineal entre el valor total a $dp/2$ hacia afuera de la sección y el valor cero correspondiente a $dp/2$ hacia adentro de la sección.

15.6 DESARROLLO DEL REFUERZO EN CIMENTACIONES

- 15.6.1** El desarrollo del refuerzo en las cimentaciones debe hacerse de acuerdo con el Capítulo 12.
- 15.6.2** La tracción o compresión calculadas en el refuerzo en cada sección debe desarrollarse a cada lado de dicha sección ya sea mediante una longitud embebida, ganchos (sólo en tracción) o dispositivos mecánicos, o bien mediante una combinación de los mismos.

15.6.3 Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo deben suponerse en los mismos planos definidos en 15.4.2 para el momento máximo amplificado y en todos los demás planos verticales en los cuales se presentan cambios de sección o de refuerzo. Véase también 12.11.6.

15.7 PERALTE MÍNIMO Y REFUERZO MÍNIMO DE LAS ZAPATAS

La altura de las zapatas, medida sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 300 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 400 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes. El peralte de la zapata deberá ser compatible con los requerimientos de anclaje de las armaduras de las columnas, pedestales y muros que se apoyen en la zapata.

El refuerzo mínimo en zapatas debe cumplir con lo establecido en 10.5.4.

15.8 TRANSMISIÓN DE FUERZAS EN LA BASE DE COLUMNAS, MUROS O PEDESTALES

15.8.1 Las fuerzas y los momentos en la base de columnas, muros o pedestales deben transmitirse a la zapata a través del concreto por aplastamiento y mediante refuerzo longitudinal que ancla en la zapata.

15.8.1.1 El esfuerzo de aplastamiento en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el elemento apoyado, no debe exceder la resistencia al aplastamiento del concreto para ninguna de las superficies, de acuerdo con lo dispuesto en 10.14.

15.8.1.2 El refuerzo, los pasadores (*dowels*) o los conectores mecánicos entre elementos apoyados y de apoyo deben ser adecuados para transmitir:

(a) Toda la fuerza de compresión que exceda de la resistencia al aplastamiento del concreto de cualquiera de los elementos.

(b) Cualquier fuerza de tracción calculada a través de la interfase.

Además, el refuerzo, los pasadores (*dowels*) o los conectores mecánicos deben satisfacer las disposiciones de 15.8.2 ó 15.8.3.

15.8.1.3 Cuando los momentos calculados se transmiten a la zapata, el refuerzo, los pasadores (*dowels*) o los conectores mecánicos deben tener las características necesarias para satisfacer las disposiciones de 12.18.

15.8.1.4 Las fuerzas laterales deben transmitirse a la zapata de acuerdo con las disposiciones de cortante por fricción de 11.7, o mediante otros medios apropiados.

15.8.2 En estructuras construidas en obra, debe proporcionarse el refuerzo requerido para satisfacer 15.8.1, ya sea prolongando las barras longitudinales dentro de las zapatas, o mediante pasadores (*dowels*).

15.8.2.1 Para columnas y pedestales construidos en obra, el área de refuerzo a través de la junta no debe ser menor de $0,005 A_g$, donde A_g es el área bruta del elemento soportado.

15.8.2.2 Para muros construidos en obra, la cuantía del refuerzo a través de la interfase (junta) no debe ser menor que 0,0015.

15.8.2.3 Cuando se utilice una conexión que permita giro (articulada) en estructuras construidas en obra, dicha conexión debe cumplir con lo especificado en 15.8.1 y 15.8.3.

15.8.3 En construcciones prefabricadas, se permite usar pernos de anclaje o conectores mecánicos apropiados para satisfacer lo estipulado en 15.8.1.

15.8.3.1 La conexión entre columnas prefabricadas o pedestales y los elementos de apoyo debe cumplir los requisitos de 16.5.1.3(a).

15.8.3.2 La conexión entre muros prefabricados y elementos de apoyo debe cumplir los requisitos de 16.5.1.3 (b) y (c).

15.8.3.3 Los pernos de anclaje y los conectores mecánicos deben diseñarse para alcanzar su resistencia de diseño antes de que se presente la falla de anclaje o la falla del concreto que los circunda.

15.9 ZAPATAS INCLINADAS O ESCALONADAS

15.9.1 En las zapatas con pendiente o escalonadas el ángulo de la pendiente, o la altura y ubicación de los escalones deben ser tales que se satisfagan los requisitos de diseño en cada sección. (Véase también 12.11.6).

- 15.9.2** Las zapatas con pendiente o escalonadas que se diseñen como una unidad, deben construirse para asegurar su comportamiento como tal.
- 15.10 ZAPATAS COMBINADAS Y LOSAS DE CIMENTACIÓN**
- 15.10.1** Las zapatas que soporten más de una columna, pedestal o muro (zapatas combinadas y losas de cimentación) deben diseñarse para resistir las cargas amplificadas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de esta Norma.
- 15.10.2** El Método Directo de Diseño y el Método de Coeficientes para Losas, ambos métodos del Capítulo 13, no deben utilizarse para el diseño de zapatas combinadas y losas de cimentación.
- 15.10.3** La distribución de la presión del terreno bajo zapatas combinadas y losas de cimentación debe ser consistentes con las propiedades del suelo y la estructura y con los principios establecidos de mecánica de suelos.
- 15.10.4** El refuerzo mínimo en losas de cimentación no preesforzadas y zapatas combinadas debe cumplir con lo establecido en 10.5.4.

CAPÍTULO 16 CONCRETO PREFABRICADO

16.1 ALCANCE

16.1.1 Todas las disposiciones de esta Norma que no sean específicamente excluidas y que no contradigan las disposiciones del Capítulo 16, deben aplicarse a las estructuras que incorporan elementos estructurales prefabricados de concreto.

16.1.2 Las disposiciones de este Capítulo establecen los requisitos para el diseño y detallado de elementos y estructuras prefabricadas sometidas a cargas de gravedad y laterales no cíclicas (viento, empuje de suelos) no cubren los requerimientos específicos para el diseño de pórticos y muros prefabricados que conformen el sistema sismorresistente de edificaciones ubicadas en las zonas de alto riesgo sísmico (Zonas 2, 3 y 4 de la NTE E.030).

16.2 GENERALIDADES

16.2.1 El diseño de elementos prefabricados y sus conexiones debe incluir las condiciones de carga y de restricción, desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluyendo el desencofrado, almacenamiento, transporte y montaje. .

16.2.2 Cuando se incorporen elementos prefabricados en un sistema estructural, las fuerzas y deformaciones que se produzcan en y junto a las conexiones deben ser incluidas en el diseño.

16.2.3 Deben especificarse las tolerancias tanto para los elementos prefabricados como para los vaciados en sitio y los elementos de conexión. El diseño de los elementos prefabricados y de las conexiones debe incluir los efectos de estas tolerancias.

16.2.4 Debe incluirse en los planos y especificaciones lo siguiente:

- a) Detallado del refuerzo, insertos y dispositivos de izaje necesarios para resistir la fuerzas temporales derivadas del manejo, almacenamiento, transporte y montaje.
- b) Resistencia del concreto a las edades o etapas de construcción establecidas.

16.3 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS ENTRE ELEMENTOS

16.3.1 La distribución de fuerzas perpendiculares al plano de los elementos debe establecerse por medio de análisis o ensayos.

16.3.2 Cuando el comportamiento del sistema requiera que las fuerzas en el plano sean transferidas entre los elementos de un sistema de muro o piso prefabricado, deben aplicarse 16.3.2.1 y 16.3.2.2. Las fuerzas en el plano provienen principalmente de la acción como diafragma de los pisos y techos, originando tracciones y compresiones en las cuerdas y cortante en el plano del diafragma. Las fuerzas en el plano de los muros prefabricados provienen principalmente de las reacciones del diafragma sobre los muros y de las cargas laterales externas, si las hubiera.

16.3.2.1 La trayectoria de las fuerzas en el plano debe ser continua tanto a través de las conexiones como a través de los elementos.

16.3.2.2 Cuando se produzcan fuerzas de tracción, debe proporcionarse una trayectoria continua de refuerzo de acero.

16.4 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

16.4.1 En losas de piso o techo en una dirección y en paneles de muros prefabricados preesforzados, con anchos menores de 3,7 m, y cuando los elementos no estén conectados mecánicamente como para provocar una restricción en la dirección transversal, se permite que los requisitos de refuerzo por retracción y temperatura de 9.7 en la dirección normal al refuerzo por flexión sean omitidos. Esta omisión no se aplica a elementos que requieren el refuerzo para resistir esfuerzos transversales de flexión, tales como T simples o dobles con alas delgadas y anchas.

16.4.2 En muros prefabricados no preesforzados, el refuerzo debe diseñarse de acuerdo con las disposiciones de los Capítulos 10 ó 14 excepto que el área de refuerzo vertical y horizontal debe, cada una, no debe ser menor de $0,001 A_g$, donde A_g es el área bruta del muro.

El espaciamiento del refuerzo longitudinal no debe exceder de cinco veces el espesor del muro ni 750 mm para muros interiores o 400 mm para muros exteriores. Cuando por resistencia, se requiera refuerzo por cortante en el plano del muro, el espaciamiento del refuerzo longitudinal no debe exceder de tres veces el espesor del muro, la tercera parte de la longitud del muro ni de 400 mm.

El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de cinco veces el espesor del muro ni 750 mm para muros interiores o 400 mm para muros exteriores. Cuando por resistencia, se requiera refuerzo por cortante en el plano del muro el espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de tres veces el espesor del muro, la quinta parte de la longitud del muro ni de 400 mm.

16.5 INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

16.5.1 Excepto cuando controlen las disposiciones de 16.5.2, deben aplicarse las disposiciones mínimas sobre integridad estructural de 16.5.1.1 a 16.5.1.3 en todas las estructuras prefabricadas.

16.5.1.1 Deben proporcionarse amarres de tracción de acuerdo a 7.13.3, para unir de manera efectiva los elementos estructurales. Los amarres longitudinales y transversales deben conectar los elementos a un sistema resistente a cargas laterales.

16.5.1.2 Cuando elementos prefabricados formen diafragmas de techo o piso, las conexiones entre el diafragma y aquellos elementos que están siendo soportados lateralmente deben tener una resistencia nominal a la tracción no menor que 4,5 kN por metro lineal.

16.5.1.3 Los requisitos de amarres verticales de tracción de 7.13.3 se deben aplicar a todos los elementos estructurales verticales, excepto enchapes de fachada, para lograr que las conexiones en las juntas horizontales cumplan lo especificado en:

- Las columnas prefabricadas deben tener una resistencia nominal a tracción no menor a $1,5 A_g$ en Newton. En columnas con una sección transversal mayor a la requerida por consideraciones de carga, se permite emplear un área efectiva reducida A_g basada en la sección transversal requerida, pero no menor a la mitad del área total.
- Los paneles de muro prefabricados deben tener un mínimo de dos amarres por panel, con una resistencia nominal a la tracción no menor a 45 kN por amarre.
- Cuando las combinaciones de carga aplicables no indiquen tracción en la base, se permite que los amarres requeridos por 16.5.1.3 (b) sean anclados en una losa de concreto apoyada sobre el terreno, apropiadamente reforzada.

16.5.2 En estructuras con muros portantes de concreto prefabricado que tengan dos o más pisos de altura, deben aplicarse las disposiciones mínimas de 16.5.2.1 a 16.5.2.5.

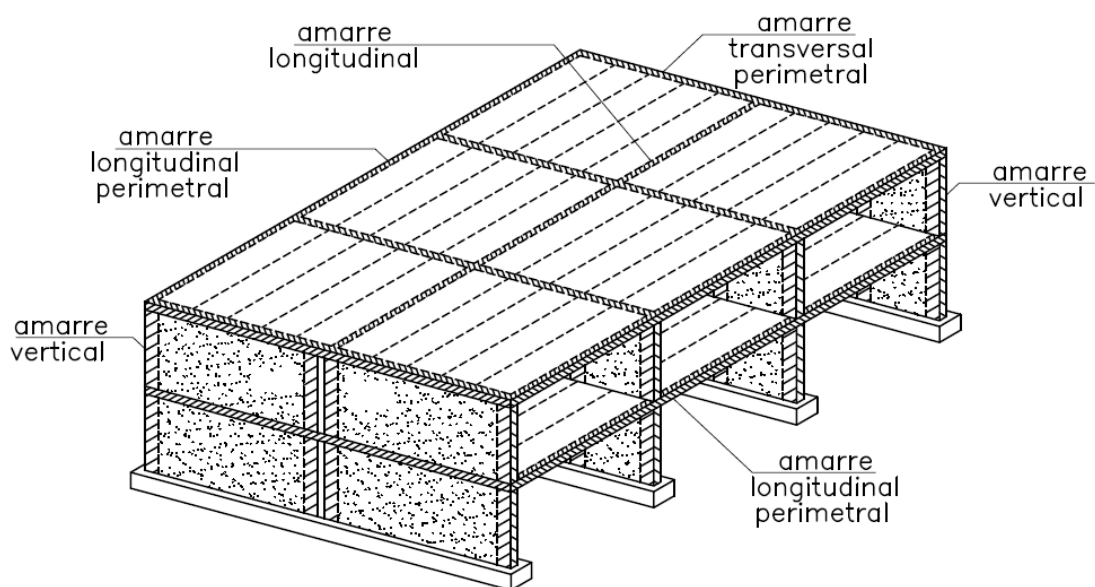


Fig. 16.5.2. Disposición de amarres de tracción en estructuras de paneles prefabricados.

16.5.2.1 En los sistemas de piso y techo se deben colocar amarres transversales y longitudinales capaces de ofrecer una resistencia nominal no menor de 25 kN por metro de ancho o largo. Los amarres deben colocarse sobre los apoyos de los muros interiores y entre los elementos y los muros exteriores. Los amarres deben estar ubicados en o dentro de 600 mm del plano del sistema de piso o techo.

- 16.5.2.2 Los amarres longitudinales paralelos a la dirección de armado de la losa de piso o techo, deben espaciarse a no más de 3 m medido entre centros. Deben tomarse provisiones para transferir las fuerzas alrededor de aberturas.
- 16.5.2.3 Los amarres transversales perpendiculares a la dirección de armado de la losa de piso o techo, deben tener un espaciamiento no mayor al espaciamiento de los muros de carga.
- 16.5.2.4 Los amarres alrededor del perímetro de cada piso o techo, dentro de 1,2 m del borde, deben proporcionar una resistencia nominal a tracción no menor a 75 kN.
- 16.5.2.5 Deben proporcionarse amarres verticales de tracción en todos los muros y deben ser continuos en toda la altura de la edificación. Deben, además, proporcionar una resistencia nominal a la tracción no menor a 45 kN por metro horizontal de muro. Debe proporcionarse no menos de dos amarres por cada panel prefabricado.

16.6 DISEÑO DE CONEXIONES Y APOYOS

- 16.6.1 Se permite que las fuerzas sean transmitidas entre los elementos a través de juntas inyectadas con mortero, llaves de cortante, conectores mecánicos, conexiones con refuerzo de acero, sobrelosa de piso reforzada o una combinación de estos métodos.
 - 16.6.1.1 La efectividad de las conexiones para transmitir fuerzas entre elementos debe ser determinada por medio del análisis o de ensayos. Cuando el cortante sea la principal carga impuesta, se permite usar las disposiciones de 11.7 (Cortante por Fricción).
 - 16.6.1.2 No se permite usar detalles de conexión que dependan solamente de la fricción producida por las cargas gravitacionales.
 - 16.6.1.3 El diseño de conexiones con componentes múltiples, debe considerar las diferencias de rigidez, resistencia y ductilidad de los componentes.
 - 16.6.1.4 El diseño de las conexiones debe considerar los efectos de las tolerancias especificadas para la fabricación y el montaje de los elementos prefabricados.
 - 16.6.1.5 El diseño de las conexiones debe considerar los efectos estructurales debidos a la restricción de los cambios volumétricos originados por la retracción, el flujo plástico, variación de temperatura y otros efectos ambientales.
 - 16.6.1.6 En la base de una columna prefabricada, pedestal o muro, los anclajes deben diseñarse para alcanzar la resistencia de diseño antes que se presente la falla del anclaje o la falla del concreto que los circunda. Las conexiones a la cimentación deben cumplir con 16.5.1.3 ó 16.5.2.5.
- 16.6.2 Los apoyos simples de elementos prefabricados de piso o techo deben satisfacer 16.6.2.1 y 16.6.2.2.
 - 16.6.2.1 El esfuerzo de aplastamiento en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el apoyado y entre cualquier elemento de apoyo intermedio, no debe exceder la resistencia al aplastamiento de ninguna de las superficies ni del elemento de apoyo. La resistencia al aplastamiento del concreto será la especificada en 10.14.
 - 16.6.2.2 A menos que se demuestre por medio del análisis o ensayos que el comportamiento no se ve afectado, debe cumplirse con (a) y (b):
 - a) Cada elemento y su sistema de apoyo debe tener dimensiones de diseño seleccionadas de manera que, después de considerar las tolerancias, la distancia desde el borde del apoyo al extremo del elemento prefabricado en la dirección de la luz sea al menos $l_n/180$, pero no menos que:
 - Para losas sólidas o alveolares..... 50 mm
 - Para vigas o elementos en forma de T..... 75 mm
 - b) Los dispositivos de soporte en bordes no reforzados deben desplazarse un mínimo de 13 mm desde la cara del apoyo, o al menos la dimensión del chaflán en bordes achaflanados.

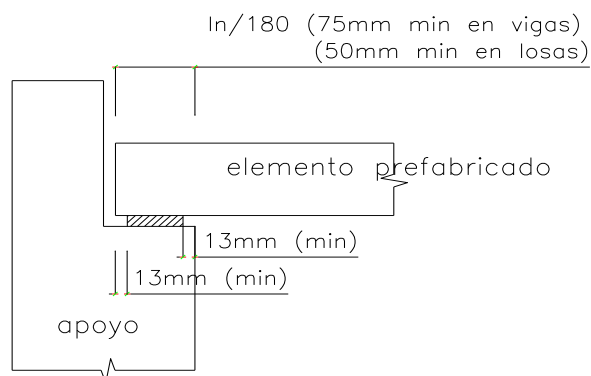


Fig. 16.6.2. Longitud de apoyo de un elemento prefabricado.

- 16.6.2.3** Los requisitos de 12.12.1 no se aplican al refuerzo para momento positivo en elementos prefabricados estáticamente determinados, pero al menos un tercio de dicho refuerzo debe extenderse hasta el centro del apoyo, tomando en consideración las tolerancias permitidas en 7.5.2.2 y 16.2.3.
- 16.7 ELEMENTOS EMBEBIDOS DESPUÉS DE LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO**
- 16.7.1** Cuando lo apruebe el proyectista, se permite que los elementos embebidos (como espigas – *dowels* – o insertos) que sobresalgan del concreto o que queden expuestos para inspección sean embebidos mientras el concreto está en estado plástico, siempre que se cumpla con 16.7.1.1, 16.7.1.2 y 16.7.1.3.
- 16.7.1.1** No se requiera que los elementos embebidos sean enganchados o amarrados al refuerzo dentro del concreto.
- 16.7.1.2** Los elementos embebidos sean mantenidos en la posición correcta mientras el concreto está en estado plástico.
- 16.7.1.3** El concreto sea compactado adecuadamente alrededor de los elementos embebidos.
- 16.8 MARCAS E IDENTIFICACIÓN**
- 16.8.1** Todo elemento prefabricado debe ser marcado para indicar su ubicación y orientación en la estructura y su fecha de fabricación.
- 16.8.2** Las marcas de identificación deben corresponder con las de los planos de montaje.
- 16.9 MANIPULACIÓN**
- 16.9.1** El diseño de los elementos debe considerar las fuerzas y distorsiones que ocurren durante el curado, desencofrado, almacenamiento y montaje, de manera que los elementos prefabricados no sufran sobreesfuerzos o daños.
- 16.9.2** Las estructuras y elementos prefabricados deben estar adecuadamente apoyados y arriostrados durante el montaje para asegurar el adecuado alineamiento e integridad estructural hasta que se completen las conexiones permanentes.
- 16.10 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS**
- 16.10.1** Se permite que un elemento prefabricado que se transforma en uno compuesto mediante concreto colocado en sitio, sea ensayado como un elemento prefabricado aislado en flexión de acuerdo con 16.10.1.1 y 16.10.1.2.
- 16.10.1.1** Las cargas de ensayo deben ser aplicadas sólo cuando los cálculos indiquen que para el elemento prefabricado aislado no es crítica la compresión o el pandeo.
- 16.10.1.2** La carga de ensayo debe ser la carga que, cuando se aplica al elemento prefabricado aislado, induce las mismas fuerzas totales en el refuerzo de tracción que las que se inducirían al cargar el elemento compuesto con las cargas de ensayo requeridas por 20.3.2.
- 16.10.2** Las disposiciones de 20.3.6 deben ser la base para la aceptación o rechazo de los elementos prefabricados.

CAPÍTULO 17

ELEMENTOS COMPUESTOS DE CONCRETO SOMETIDOS A FLEXIÓN

17.1 ALCANCE

- 17.1.1** Las disposiciones de este Capítulo deben aplicarse al diseño de miembros compuestos de concreto sometidos a flexión simple, definidos como elementos prefabricados de concreto o fabricados en obra, construidos en etapas diferentes pero conectados entre si de manera tal que respondan a las cargas como una sola unidad.
- 17.1.2** Todas las disposiciones de esta Norma son aplicables a los miembros compuestos sometidos a flexión, excepto en lo específicamente modificado en este Capítulo.

17.2 GENERALIDADES

- 17.2.1** En un miembro compuesto sometido a flexión debe asegurarse la transferencia completa de las fuerzas cortantes horizontales en las superficies de contacto de los elementos interconectados. La transferencia completa debe asegurarse por medio de la resistencia al cortante horizontal en las superficies de contacto o por medio de refuerzos anclados adecuadamente, o ambos.
- 17.2.2** Se permite usar elementos compuestos, en su totalidad o porciones de ellos, para resistir cortante y momento.
- 17.2.3** Los elementos individuales deben diseñarse para todas las etapas de carga.
- 17.2.4** Todos los elementos individuales deben diseñarse para resistir las cargas aplicadas antes del completo desarrollo de la resistencia de diseño del elemento compuesto.
- 17.2.5** Se debe diseñar y detallar el refuerzo requerido para controlar el agrietamiento y evitar la separación de los elementos individuales de los miembros compuestos.
- 17.2.6** Donde se emplee apuntalamiento, éste no deberá retirarse hasta que los elementos soportados hayan desarrollado las propiedades de diseño requeridas para resistir todas las cargas, y limitar las deflexiones y el agrietamiento en el momento de retirar los puntales.
- 17.2.7** En el cálculo de la resistencia (M_n , V_n) de miembros compuestos no debe hacerse distinción entre miembros apuntalados y no apuntalados. Los ensayos indican que la resistencia de un miembro compuesto es la misma, tanto si se apuntala o no el primer elemento construido durante la colocación y el curado del concreto del segundo elemento.
- 17.2.7.1** Cuando exista tracción a través de cualquier superficie de contacto entre elementos de concreto interconectados, sólo se permite la transmisión del cortante por contacto cuando se proporcione refuerzo transversal de acuerdo con 17.6.
- 17.2.8** Los miembros compuestos deben cumplir con los requisitos de control de deflexiones establecidos en 9.6.

17.3 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

- 17.3.1** Se permite utilizar la sección compuesta total para determinar M_n en losas y vigas de concreto compuestas.
- 17.3.2** Si las resistencias a la compresión especificadas para el concreto de los diversos elementos son diferentes, deben utilizarse en el diseño las propiedades de los elementos individuales. Alternativamente se permite usar el valor de la resistencia a la compresión del concreto del elemento que resulte en el valor más crítico de M_n .

17.4 RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL

- 17.4.1** En el cálculo de V_n para miembros compuestos de concreto, si las resistencias a la compresión especificadas para el concreto de los diversos elementos, el peso unitario u otras propiedades, son diferentes, deben utilizarse en el diseño las propiedades de los elementos individuales. Alternativamente se permite usar las propiedades para el elemento que conduzca al valor más crítico de V_n .
- 17.4.2** Donde se considere que la resistencia al cortante vertical, V_c , es proporcionada por todo el miembro compuesto, el diseño se hará de acuerdo con los requisitos del Capítulo 11, como si se tratara de un miembro monolítico con la misma sección transversal.

17.4.3 Donde se considere que la resistencia al cortante vertical, V_s , es proporcionada por todo el miembro compuesto, el diseño se hará de acuerdo con los requisitos del Capítulo 11, como si se tratara de un miembro monolítico de la misma sección transversal, siempre que el refuerzo para cortante esté totalmente anclado dentro de los elementos interconectados, de acuerdo con lo dispuesto en 12.14 (Desarrollo del Refuerzo Transversal).

17.5 RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL

17.5.1 Generalidades

17.5.1.1 En un miembro compuesto, debe asegurarse la transmisión completa de las fuerzas cortantes horizontales entre las superficies de contacto de los elementos interconectados.

17.5.1.2 La preparación supuesta de las superficies de contacto en el diseño debe especificarse en los planos y documentos de construcción.

17.5.1.3 Las fuerzas amplificadas transmitidas a lo largo de la superficie de contacto entre los elementos de los miembros compuestos de concreto sometidos a flexión, deben calcularse con los factores de amplificación de cargas del Capítulo 9.

17.5.1.4 Se permite considerar el refuerzo para cortante vertical, debidamente anclado y extendido a lo largo del miembro, como refuerzo para tomar el cortante horizontal.

17.5.2 Resistencia de diseño al cortante horizontal

17.5.2.1 A menos que se calcule de acuerdo con 17.5.4, la resistencia de diseño para la transmisión del cortante horizontal a lo largo de la superficie de contacto entre los elementos interconectados debe basarse en la ecuación (17-1).

$$\phi V_{nh} \geq V_u \quad (17-1)$$

donde V_{nh} es la resistencia nominal al cortante horizontal calculada de acuerdo con 17.5.3.

17.5.3 Resistencia nominal al cortante horizontal

17.5.3.1 En los requisitos de 17.5.3, d debe tomarse como la distancia desde la fibra extrema en compresión de la sección compuesta total al centroide del refuerzo longitudinal en tracción, preesforzado y no preesforzado (si existe) pero no hay necesidad de tomarlo menor de $0,8h$ para elementos de concreto preesforzado.

17.5.3.2 Donde V_u en la sección considerada exceda de $\phi(3,5 b_v d)$, V_{nh} debe tomarse como V_n calculado con 11.7.4 (cortante por fricción) donde b_v es el ancho de la superficie de contacto.

17.5.3.3 Donde V_u en la sección considerada sea menor o igual de $\phi(3,5 b_v d)$, V_{nh} debe calcularse de acuerdo a) hasta c). Donde b_v es el ancho de la superficie de contacto. En todos los casos las superficies de contacto deben estar sin residuos de exudación o lechada.

a) Concreto colocado contra concreto endurecido e intencionalmente rugoso

$$V_{nh} \leq 0,55 b_v d \quad (17-2)$$

b) Concreto colocado contra concreto endurecido y no intencionalmente rugoso y donde se proporcione el mínimo de estribos de acuerdo con 17.6:

$$V_{nh} \leq 0,55 b_v d \quad (17-3)$$

c) Concreto colocado contra concreto endurecido intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 6 mm y donde se proporcione el mínimo de estribos de acuerdo con 17.6:

$$V_{nh} \leq \lambda \left(1,8 + 0,6 \frac{A_v f_y}{b_v s} \right) b_v d \leq 3,5 b_v d \quad (17-4)$$

Deben usarse los valores de λ para concretos livianos indicados en 8.6. b_v es el ancho de la superficie de contacto y d es concordante con 17.5.3.1

17.5.4 Método alternativo para calcular la resistencia de diseño para cortante horizontal

17.5.4.1 Como alternativa a 17.5.2.1, el cortante horizontal amplificado V_{uh} debe determinarse calculando la variación real de la fuerza de compresión o de tracción en cualquier segmento y deberá cumplirse con la ecuación (17-5) a lo largo de la superficie de contacto:

$$\phi V_{nh} \geq V_{uh} \quad (17-5)$$

Deberán tomarse medidas para transferir la variación de la fuerza de compresión o tracción como fuerza de cortante horizontal a través de la interfase como cortante horizontal al elemento soportante.

V_{nh} debe calcularse como se indica en 17.5.3.2 a 17.5.3.3, donde el área de la superficie de contacto debe sustituir a $b_v d$.

17.5.4.2 Donde los estribos proporcionados para resistir el cortante horizontal se diseñan para satisfacer 17.5.4, la relación entre el área de los estribos y su espaciamiento a lo largo del elemento debe representar aproximadamente la distribución de las fuerzas cortantes en la interfase en el elemento de concreto compuesto.

17.5.4.3 Se permite que en una sección cuyo concreto se colocó previamente, el refuerzo transversal que se extiende dentro del concreto colocado previamente y anclado en ambos lados de la interfase, se incluya para efectos del cálculo de V_{nh} .

17.6 REFUERZO MÍNIMO PARA TRANSFERIR EL CORTANTE HORIZONTAL

17.6.1 Donde el refuerzo de transferencia de cortante se diseña para transferir el cortante horizontal, $A_v \min$, no debe ser menor que el requerido por 11.5.6.2 (Refuerzo Mínimo de Cortante) y su espaciamiento no debe exceder de cuatro veces la dimensión menor del elemento soportado, ni de 500 mm.

17.6.2 El refuerzo para transferir el cortante horizontal deben consistir en barras individuales, alambres, estribos de ramas múltiples o ramas verticales de refuerzo de alambre electrosoldado.

17.6.3 El refuerzo para transferir cortante horizontal debe anclarse totalmente dentro de cada uno de los elementos conectados de acuerdo con 12.14.

CAPÍTULO 18 CONCRETO PREESFORZADO

18.1 ALCANCE

- 18.1.1** Las disposiciones del Capítulo 18 se deben aplicar a elementos preesforzados con alambre, torones o barras que cumplan con las disposiciones para aceros de preesforzado de 3.5.5.
- 18.1.2** Todas las disposiciones de esta Norma, no excluidas específicamente y que no contradigan las disposiciones del Capítulo 18, deben considerarse aplicables al concreto preesforzado.
- 18.1.3** Las siguientes disposiciones de esta Norma no deben aplicarse al concreto preesforzado, excepto cuando esté específicamente señalado: 8.11.2, 8.11.3, 8.11.4, 9.8.1, 10.5, 10.6, 10.9.1, 10.9.2, Capítulo 13, 14.3, 14.5 y 14.6.

18.2 GENERALIDADES

- 18.2.1** Los elementos preesforzados deben cumplir con los requisitos de resistencia especificados en esta Norma.
- 18.2.2** En el diseño de elementos preesforzados deben contemplarse la resistencia y el comportamiento en condiciones de servicio durante todas las etapas de carga durante la vida de la estructura, desde el momento en que el preesforzado se aplique por primera vez.
- 18.2.3** En el diseño deben considerarse las concentraciones de esfuerzos debidas al preesforzado.
- 18.2.4** Deben tomarse medidas con respecto a los efectos provocados por el preesforzado sobre las estructuras adyacentes debidos a deformaciones plásticas y elásticas, deflexiones, cambios de longitud y rotaciones. También deben considerarse los efectos por cambios de temperatura y retracción.
- 18.2.5** Debe considerarse la posibilidad de pandeo de un elemento entre los puntos en que el concreto y el acero de preesforzado estén en contacto intermitente en un ducto de mayor tamaño que el necesario, al igual que la posibilidad de pandeo de almas y alas delgadas.
- 18.2.6** Al calcular las propiedades de la sección antes de la adherencia del acero de preesforzado, debe considerarse el efecto de la pérdida de área debida a los ductos abiertos.

18.3 SUPOSICIONES DE DISEÑO

- 18.3.1** El diseño por resistencia de elementos preesforzados para cargas axiales y de flexión debe basarse en las suposiciones de 10.2, excepto que 10.2.4 se debe aplicar únicamente al refuerzo corrugado que cumpla con lo señalado en 3.5.3.
- 18.3.2** Para el análisis de los esfuerzos en la transferencia del preesforzado, bajo cargas de servicio y cargas de fisuración, se debe emplear la teoría elástica con las suposiciones de 18.3.2.1 y 18.3.2.2.
- 18.3.2.1** Las deformaciones unitarias varían linealmente en el peralte del elemento en todas las etapas de carga.
- 18.3.2.2** En las secciones fisuradas, el concreto no resiste tracción.
- 18.3.3** Los elementos preesforzados sometidos a flexión deben clasificarse como Clase U o Clase T, en función del esfuerzo en la fibra extrema en tracción en la zona precomprimida en tracción, f_t , calculado para cargas de servicio, de la siguiente forma:

a) Clase U: $f_t \leq 0,62\sqrt{f'_c}$

b) Clase T: $0,62\sqrt{f'_c} < f_t \leq 1,0\sqrt{f'_c}$

Los sistemas de losas preesforzadas en dos direcciones deben ser diseñadas como Clase U, con $f_t \leq 0,50\sqrt{f'_c}$

- 18.3.4** Para los elementos sometidos a flexión Clase U y Clase T, se permite calcular los esfuerzos para cargas de servicio usando la sección no fisurada.
- 18.3.5** Las deflexiones de los elementos preesforzados sometidos a flexión deben ser calculadas de acuerdo con 9.6.4.

18.4 REQUISITOS DE SERVICIO - ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

18.4.1 Los esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la transferencia del preesforzado (antes de las pérdidas de preesfuerzo que dependen del tiempo) no deben exceder los valores siguientes:

- a) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión, salvo lo permitido en b)..... $0,60 f'ci$
- b) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión en los extremos de elementos simplemente apoyados $0,70 f'ci$
- c) Esfuerzo en la fibra extrema en tracción, salvo lo permitido en d)..... $0,25 \sqrt{f'ci}$
- d) Esfuerzo en la fibra extrema en tracción en los extremos de elementos simplemente apoyados $0,50 \sqrt{f'ci}$

donde los esfuerzos de tracción calculados, f_t , excedan los límites señalados en c) o d), deberá colocarse refuerzo adicional adherido (no preesforzado o preesforzado) en la zona de tracción, para resistir la fuerza total de tracción en el concreto, calculada con la suposición de sección no fisurada. El refuerzo adicional se determinará sobre la base de un esfuerzo admisible de $0,6 f_y$, sin exceder de 210 MPa.

18.4.2 Para los elementos preesforzados sometidos a flexión Clase U y Clase T, los esfuerzos en el concreto bajo las cargas de servicio (después de haber ocurrido todas las pérdidas de preesforzado), no deben exceder los valores siguientes:

- a) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debido al preesforzado y a las cargas sostenidas en el tiempo $0,45 f'c$
- b) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debida al preesforzado y al total de las cargas $0,60 f'c$

18.4.3 Se pueden exceder los esfuerzos admisibles del concreto indicados en 18.4.1 y 18.4.2 si se demuestra mediante ensayos o análisis que no se perjudica el comportamiento del elemento bajo condiciones de servicio.

18.4.4.1 Para estructuras sometidas a fatiga o expuestas a medios corrosivos, se deberán adoptar precauciones especiales. Para condiciones de ambiente corrosivo, definido como un ambiente en que existe ataque químico (agua marina, ambiente industrial corrosivo, gases de alcantarillas, aguas servidas, etc.), se debe usar un recubrimiento mayor que el indicado en 7.7.2 y se deben reducir los esfuerzos de tracción en el concreto para controlar la fisuración bajo cargas de servicio.

18.5 ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL ACERO DE PREESFORZADO

18.5.1 Los esfuerzos de tracción en el acero de preesforzado no deben exceder:

- a) Debido a la fuerza del gato de preesforzado $0,94 f_{py}$
pero no mayor que el mínimo entre $0,80 f_{pu}$ y el máximo valor recomendado por el fabricante del acero de preesforzado o de los dispositivos de anclaje.
- b) Inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo $0,82 f_{py}$ pero no mayor que $0,74 f_{pu}$
- c) Tendones de postensado, en anclajes y acoples, inmediatamente después de la transferencia $0,70 f_{pu}$

18.6 PÉRDIDAS DE PREESFUERZO

18.6.1 Para determinar el esfuerzo efectivo en el acero de preesforzado, f_{se} , deben considerarse las siguientes fuentes de pérdidas de preesforzado.

- d) Asentamiento del anclaje durante la transferencia.
- e) Acortamiento elástico del concreto.
- f) Flujo plástico del concreto.
- g) Retracción del concreto.
- h) Relajación del esfuerzo en el acero de preesforzado.
- i) Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional o accidental de los tendones de postensado.

18.6.2 Pérdidas por fricción en los tendones de postensado

18.6.2.1 La fuerza efectiva de preesfuerzo debe ser la indicada en los documentos del proyecto.

18.6.2.2 Las pérdidas por fricción deben basarse en coeficientes de fricción por curvatura μ_p y por desviación accidental K determinados. En la Tabla 18.1 se muestran rangos de valores comunes para estos coeficientes.

18.6.2.3 En los planos de diseño se deben indicar los valores de K y μ_p empleados en el diseño.

18.6.2.4 La fuerza de preesfuerzo y las pérdidas por fricción deben verificarse durante las operaciones de tensado como se especifica en 18.20.

18.6.3 Cuando exista pérdida de preesfuerzo en un elemento debido a la conexión del mismo con otro elemento adyacente, dicha pérdida de preesforzado debe tenerse en cuenta en el diseño.

18.6.3.1 P_{px} , que es la fuerza en los tendones de postensado a una distancia l_{px} , del extremo donde se aplica la fuerza del gato, debe calcularse mediante:

$$P_{px} = P_{pj} e^{-(K l_{px} + \mu_p \alpha_{px})} \quad (18-1)$$

Cuando $(K l_{px} + \mu_p \alpha_{px})$ no es mayor que 0,3; P_{px} puede calcularse mediante:

$$P_{px} = P_{pj} (1 + K l_{px} + \mu_p \alpha_{px})^{-1} \quad (18-2)$$

l_{px} debe estar expresado en metros.

TABLA 18.1 RANGOS DE VALORES DE LOS COEFICIENTES DE FRICCIÓN EN TENDONES POSTENSADOS EN LAS ECUACIONES (18-1) Y (18-2)

			Coeficiente por desviación accidental, K	Coeficiente de curvatura, μ_p por radián
Tendones inyectados en ducto metálico		Tendones de alambre	0,0033–0,0049	0,15 - 0,25
		Barras de alta resistencia	0,0003–0,0020	0,08 - 0,30
		Torones de 7 alambres	0,0016–0,0066	0,15 - 0,25
Tendones no adheridos	Recubierto con mástique	Tendones de alambre y torones de 7 alambres	0,0033–0,0066	0,05 - 0,15
	pre engrasados	Tendones de alambre y torones de 7 alambres	0,0010–0,0066	0,05 - 0,15

Los coeficientes incluidos en la Tabla 18.1 dan el rango de valores que normalmente puede esperarse. Debido a la gran variedad de ductos de acero de preesforzado y recubrimientos disponibles, estos valores sólo pueden servir como guía. Los valores de los coeficientes que se deben utilizar para aceros de preesforzado y ductos de tipo especial deben obtenerse de los fabricantes de tendones y ser verificados experimentalmente.

18.7 RESISTENCIA A FLEXIÓN

18.7.1 La resistencia de diseño para elementos sometidos a flexión se debe calcular con los métodos de diseño por resistencia de esta Norma. Para el acero de preesforzado, f_{ps} debe sustituir a f_y en los cálculos de resistencia.

18.7.2 Como alternativa a una determinación más precisa de f_{ps} basada en la compatibilidad de deformaciones, se pueden utilizar los siguientes valores aproximados de f_{ps} , siempre que f_{se} no sea menor que 0,5 f_{pu} :

- a) Para elementos con tendones adheridos.

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right) \quad (18-3)$$

donde $\rho_p = A_{ps}/bd$; $\omega = \rho f_y/f'_c$; $\omega' = \rho' f_y/f'_c$ y γ_p es 0,55 para f_{py}/f_{pu} no menor de 0,80; 0,40 para f_{py}/f_{pu} no menor de 0,85 y 0,28 para f_{py}/f_{pu} mayor que 0,90.

Cuando se tiene en cuenta cualquier refuerzo de compresión al calcular f_{ps} mediante la ecuación (18-3), el término:

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right]$$

no debe tomarse menor de 0,17 y d' no debe ser mayor de 0,15 d_p .

- b) Para elementos con tendones no adheridos y con una relación luz a peralte de 35 ó menos:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100 \rho_p} \quad (18-4)$$

pero f_{ps} en la ecuación (18-4) no debe tomarse mayor que f_{py} ni que $(f_{se} + 420)$.

- c) Para elementos con tendones no adheridos y con una relación luz a peralte mayor de 35:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300 \rho_p} \quad (18-5)$$

pero f_{ps} en la ecuación (18-5) no debe tomarse mayor que f_{py} ni que $(f_{se} + 210)$.

18.7.3 Se puede considerar que el refuerzo no preesforzado que cumple con 3.5.3, en caso de utilizarse simultáneamente con acero de preesforzado, contribuye a la fuerza de tracción y se permite incluirlo en los cálculos de resistencia a la flexión con un esfuerzo igual a f_y . Se permite incluir otros refuerzos no preesforzados en los cálculos de resistencia únicamente si se efectúa un análisis de compatibilidad de deformaciones con el fin de determinar los esfuerzos en dicho refuerzo.

18.8 LÍMITES DEL REFUERZO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

18.8.1 La cuantía de armadura pretensada y no pretensada empleada para calcular la resistencia a flexión de una sección, excepto por lo dispuesto en 18.8.2, debe ser tal que:

$$\omega_p, [\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')] \text{ ó } [\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega'_w)] \text{ no sea mayor de } 0.36 \beta_1.$$

La cuantía ω_p se calcula como $\rho_p f_{ps}/f'_c$. Las cuantías ω_w y ω_{pw} se utilizan en secciones T y se calculan como ω y ω_p , respectivamente, excepto que cuando se calculan ρ y ρ_p , debe usarse el ancho del alma b_w y el área de refuerzo o acero de preesforzado requerida para desarrollar la resistencia a la compresión del alma sola debe usarse en lugar de A_s o A_{ps} . La cuantía ω'_w se calcula como ω' , excepto que al calcular ρ' , debe usarse el ancho del alma b_w en lugar de b .

18.8.2 Cuando la cuantía de acero sea tal que se exceda lo indicado en 18.8.1, la resistencia de diseño en flexión no debe exceder de la resistencia a flexión que se obtiene a partir del momento de las fuerzas de compresión.

18.8.3 La cantidad total de refuerzo preesforzado y no preesforzado, en elementos con refuerzo preesforzado adherido, debe ser la necesaria para desarrollar una carga amplificada de por lo menos 1,2 veces la carga de fisuración, calculada en base al módulo de rotura f_r indicado en 9.6.2.3. Se permite omitir esta disposición para los casos siguientes:

- Elementos con refuerzo preesforzado no adherido
- Elementos a flexión con una resistencia a cortante y a flexión al menos del doble de la requerida en 9.2.

18.8.4 Parte o todo el refuerzo adherido consistente en barras o tendones debe colocarse lo más cerca posible de la cara en tracción en los elementos preesforzados sometidos a flexión. En elementos preesforzados con tendones no adheridos, el refuerzo mínimo adherido consistente en barras o tendones debe cumplir con los requisitos de 18.9.

18.9 REFUERZO MÍNIMO ADHERIDO

18.9.1 En todos los elementos sometidos a flexión con tendones no adheridos, debe proporcionarse un área mínima de refuerzo adherido, tal como se requiere en 18.9.2 y 18.9.3.

18.9.2 Con excepción de lo dispuesto en 18.9.3, el área mínima del refuerzo adherido debe calcularse mediante:

$$A_s = 0,004 A_{ct} \quad (18-6)$$

Donde A_{ct} es el área de la porción de la sección transversal entre el borde en tracción por flexión y el centro de gravedad de la sección bruta.

18.9.2.1 El refuerzo adherido requerido por la ecuación (18-6) debe estar distribuido de manera uniforme sobre la zona de tracción precomprimida y tan cerca como sea posible de la fibra extrema en tracción.

18.9.2.2 El refuerzo adherido requerido por la ecuación (18-6) se requiere independientemente de las condiciones de esfuerzos bajo carga de servicio.

18.9.3 En sistemas de losas planas en dos direcciones, el área mínima y la distribución del refuerzo adherido deben cumplir con lo requerido en 18.9.3.1, 18.9.3.2 y 18.9.3.3.

18.9.3.1 No se requiere refuerzo adherido en las zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tracción en la fibra extrema en tracción de la zona de tracción precomprimida al nivel de cargas de servicio, f_t , después de considerar todas las pérdidas de preesforzado, no excede $0,17\sqrt{f'_c}$.

18.9.3.2 En las zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tracción calculado en el concreto bajo carga de servicio excede $0,17\sqrt{f'_c}$, el área mínima del refuerzo adherido debe calcularse mediante:

$$A_s = \frac{N_c}{0,5 f_y} \quad (18-7)$$

donde el valor de f_y usado en el ecuación (18-7) no debe exceder de 420 MPa. El refuerzo adherido debe distribuirse de manera uniforme sobre la zona de tracción precomprimida, tan cerca como sea posible de la fibra extrema en tracción.

18.9.3.3 En las zonas de momento negativo sobre las columnas de apoyo, el área mínima del refuerzo adherido, A_s , en la parte superior de la losa en cada dirección, debe calcularse mediante:

$$A_s = 0,00075 A_{cf} \quad (18-8)$$

Donde A_{cf} es la mayor área de la sección transversal bruta de las franjas viga - losa en los dos pórticos equivalentes ortogonales que se intersectan en la columna en una losa en dos direcciones.

El refuerzo adherido requerido por la ecuación (18-8) debe distribuirse entre líneas que están $1,5h$ fuera de las caras opuestas de la columna de apoyo. Deben colocarse por lo menos cuatro barras o alambres en cada dirección. El espaciamiento del refuerzo adherido no debe exceder de 300 mm.

18.9.4 La longitud mínima del refuerzo adherido requerido en 18.9.2 y 18.9.3 debe ser la indicada en 18.9.4.1, 18.9.4.2 y 18.9.4.3.

18.9.4.1 En zonas de momento positivo, la longitud del refuerzo adherido debe ser como mínimo un tercio de la luz libre, $l_n/3$, y estar centrada en la zona de momento positivo.

18.9.4.2 En zonas de momento negativo, el refuerzo adherido debe prolongarse como mínimo un sexto de la luz libre, $l_n/6$, a cada lado del apoyo.

18.9.4.3 Cuando se dispone refuerzo adherido para contribuir a la resistencia de diseño, ϕM_n , de acuerdo con 18.7.3 o para las condiciones de esfuerzo de tracción de acuerdo con 18.9.3.2, la longitud mínima deberá cumplir también con las disposiciones del Capítulo 12.

18.10 ESTRUCTURAS ESTÁTICAMENTE INDETERMINADAS

18.10.1 Los pórticos y elementos continuos de concreto preesforzado deben diseñarse para un comportamiento satisfactorio en condiciones de cargas de servicio y para ofrecer una resistencia adecuada.

18.10.2 El comportamiento en condiciones de carga de servicio debe determinarse mediante un análisis elástico, considerando las reacciones, momentos, cortantes y fuerzas axiales producidas por el preesforzado, flujo plástico, retracción, variaciones de temperatura, deformación axial, restricción de los elementos estructurales adyacentes y asentamientos de la cimentación.

18.10.3 Los momentos flectores que se utilizan para calcular la resistencia requerida, deben ser la suma de los momentos debidos a las reacciones inducidas por el preesforzado (con un factor de amplificación de 1,0) y los momentos debidos a las cargas de diseño amplificadas. Se permite ajustar la suma de estos momentos tal como lo indica 18.10.4.

18.10.4 Redistribución de momentos en elementos preesforzados continuos sometidos a flexión

18.10.4.1 Cuando se provee refuerzo adherido en los apoyos de acuerdo con 18.9, se permite reducir los momentos negativos o positivos, calculados por medio de la teoría elástica para cualquier distribución de carga supuesta, de acuerdo a lo indicado en 8.4.

18.10.4.2 Los momentos reducidos deberán usarse para la determinación de todas las otras fuerzas de sección a lo largo de todo el vano. El equilibrio estático debe mantenerse luego de la redistribución, para cada distribución de carga supuesta.

18.11 ELEMENTOS A COMPRESIÓN – CARGA AXIAL Y FLEXIÓN COMBINADAS

18.11.1 Los elementos de concreto preesforzado sometidos a carga axial y flexión combinadas, con o sin refuerzo no preesforzado, deben diseñarse de acuerdo con los métodos de diseño por resistencia de esta Norma para elementos no preesforzados. Deben incluirse los efectos de preesforzado, retracción, flujo plástico y cambios de temperatura.

18.11.2 Límites del refuerzo en elementos preesforzados sometidos a compresión

18.11.2.1 Los elementos con un esfuerzo promedio de compresión en el concreto debido solamente a la fuerza de preesforzado efectivo, menor de 1,6 MPa deben contar con un refuerzo mínimo de acuerdo con 7.10, 10.9.1 y 10.9.2 para columnas, o con 14.3 cuando se trata de muros.

18.11.2.2 Excepto en el caso de muros, los elementos con un esfuerzo promedio de compresión en el concreto, debido únicamente a la fuerza efectiva de preesforzado, igual o superior a 1,6 MPa deben tener todos los tendones rodeados por espirales o estribos transversales, de acuerdo con (a) a (d):

- a) Las espirales deben cumplir con lo indicado en 7.10.4.
- b) Los estribos transversales deben ser por lo menos de 3/8" o formarse con refuerzo electrosoldado de alambre de área equivalente y tener un espaciamiento vertical que no exceda de 48 veces el diámetro de la barra o del alambre ni la menor dimensión del elemento a compresión.
- c) Los estribos deben localizarse verticalmente, por encima del borde superior de la zapata o de la losa de cualquier piso, a una distancia no mayor de la mitad del espaciamiento requerido y deben distribuirse hasta una distancia no mayor de la mitad del espaciamiento por debajo del refuerzo horizontal inferior de los elementos apoyados en la parte superior.
- d) Cuando existan vigas o ménsulas que enmarquen por todos los lados a la columna, se permite terminar los estribos a no más de 75 mm por debajo del refuerzo inferior de dichas vigas o ménsulas.

18.11.2.3 Para muros con un esfuerzo promedio de compresión en el concreto, debido únicamente a la fuerza efectiva de preesforzado, igual o mayor que 1,6 MPa, los requisitos mínimos de refuerzo de 14.3 pueden obviarse cuando el análisis estructural demuestre que se tienen resistencia y estabilidad adecuadas.

18.12 SISTEMAS DE LOSAS

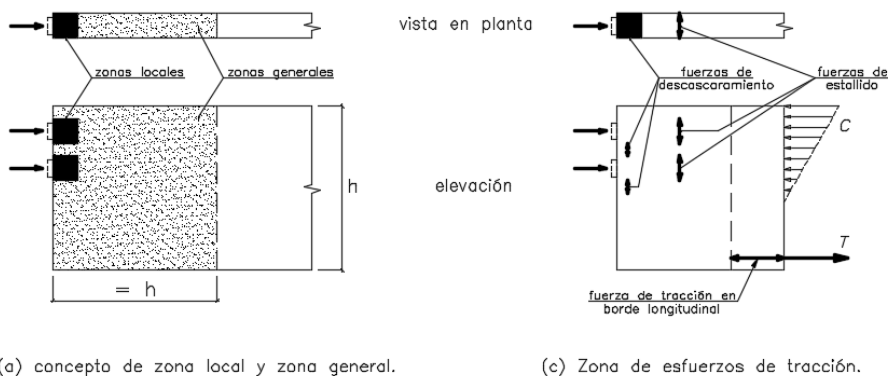
- 18.12.1** Los momentos y cortantes amplificados en sistemas de losas preesforzadas, reforzadas a flexión en más de una dirección, podrán determinarse mediante el Método del Pórtico Equivalente o mediante procedimientos de diseño más elaborados.
- 18.12.2** La resistencia a flexión de diseño, ϕMn , en losas preesforzadas exigida por 9.3 para cada sección debe ser mayor o igual a Mu teniendo en cuenta 9.2, 18.10.3 y 18.10.4. La resistencia a cortante de diseño, ϕVn , de losas preesforzadas exigida por 9.3 en la zona aladaña a las columnas debe ser mayor o igual a Vu , teniendo en cuenta 9.2, 11.1, 11.12.2 y 11.12.6.
- 18.12.3** En condiciones de carga de servicio, todas las limitaciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deflexiones, deben cumplirse considerando adecuadamente los factores señalados en 18.10.2.
- 18.12.4** Para cargas uniformemente distribuidas, el espaciamiento de los tendones o grupos de tendones en una dirección no debe exceder el menor de ocho veces el espesor de la losa ni 1,5 m. El espaciamiento de los tendones debe proveer un preesfuerzo promedio mínimo efectivo de 0,9 MPa sobre la sección de losa tributaria al tendón o grupo de tendones. Para losas con variación de la sección transversal a lo largo del vano de la losa, ya sea paralelo o perpendicular al tendón o grupo de tendones, se requiere un preesfuerzo promedio mínimo efectivo de 0,9 MPa en cada sección transversal de la losa tributaria al tendón o grupo de tendones a lo largo del vano. Se deben considerar las cargas concentradas y las aberturas en la losa al determinar el espaciamiento de los tendones.
- 18.12.5** En losas con tendones no adheridos debe proporcionarse refuerzo adherido de acuerdo con 18.9.3 y 18.9.4.
- 18.12.6** Excepto lo permitido en 18.12.7, en losas con tendones no adheridos, se debe proporcionar torones postensados de siete alambres, con un mínimo de dos torones de 12.7 mm de diámetro o más, en cada dirección en las columnas, ya sea pasando a través de o anclados dentro de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna. Por fuera de las caras exteriores de la columna y ábacos para cortante, estos dos tendones de integridad estructural, deben pasar bajo cualquier tendón ortogonal en los vanos adyacentes. Donde se anclen los dos tendones de integridad estructural, dentro de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna, el anclaje debe colocarse fuera del centroide de la columna y lejos del vano anclado.
- 18.12.7** Se permiten losas preesforzadas que no cumplan con 18.12.6 siempre que contengan refuerzo inferior en cada dirección, que pase dentro de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna y están anclados en los apoyos exteriores como lo exige 13.3.8.4. El área de refuerzo inferior en cada dirección no debe ser menor de 1,5 veces la requerida por la ecuación (10-3) y no menor de $2.1 b_w d / f_y$, donde b_w es el ancho de la cara de la columna a través de la cual pasa el refuerzo. La extensión mínima de estas barras más allá de la cara de la columna o del ábaco debe ser igual o mayor a la longitud de desarrollo de la barra.

18.13 ZONA DE ANCLAJE DE TENDONES POSTENSADOS

18.13.1 Zona de anclaje

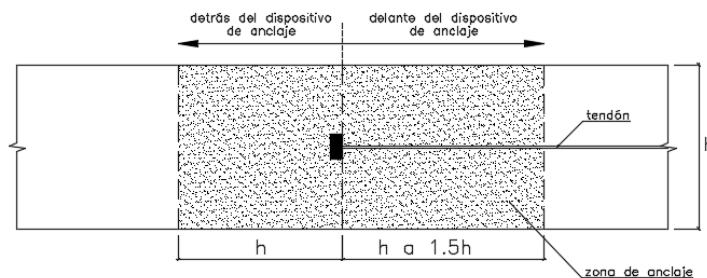
Se debe considerar que la zona de anclaje se compone de dos sectores:

- a) La zona local consiste en un prisma rectangular (o rectangular equivalente para anclajes circulares u ovalados) que circunda al dispositivo de anclaje y al refuerzo de confinamiento.
- b) La zona general que es la zona de anclaje tal como se define en 2.2 e incluye la zona local.



(a) concepto de zona local y zona general.

(c) Zona de esfuerzos de tracción.



(b) Zona general para un dispositivo intermedio de anclaje.

Fig. 18.13.1. Zonas de anclaje (zona local y zona general)

18.13.2 Zona local

18.13.2.1 El diseño de las zonas locales debe basarse en la fuerza amplificada de preesforzado, P_{pu} , y en los requisitos de 9.2.11 y 9.3.2.5.

18.13.2.2 Debe proporcionarse refuerzo a la zona local en donde se requiera para un funcionamiento adecuado del dispositivo de anclaje.

18.13.2.3 Los requisitos para la zona local de 18.13.2.2 se satisfacen con lo indicado en 18.14.1 ó 18.15.1 y 18.15.2.

18.13.3 Zona general

18.13.3.1 El diseño de las zonas generales debe basarse en la fuerza amplificada de preesforzado, P_{pu} , y en los requisitos de 9.2.11 y 9.3.2.5.

18.13.3.2 Se debe proporcionar refuerzo en la zona general donde se requiera para resistir las fuerzas longitudinales de tracción en el borde inducidas por los dispositivos de anclaje y el descascaramiento del concreto en las vecindades del anclaje. Deben considerarse los efectos de cambios abruptos en la sección.

18.13.3.3 Los requisitos para la zona general establecidos en 18.13.3.2 se consideran satisfechos si se cumple con 18.13.4, 18.13.5, 18.13.6 y cada vez que sea aplicable con lo indicado en 18.14.2, 18.14.3, ó 18.15.3.

18.13.4 Resistencia nominal de los materiales

18.13.4.1 El esfuerzo a tracción del refuerzo adherido está limitado a f_y para el refuerzo no preesforzado y a f_{py} para el refuerzo preesforzado. El esfuerzo nominal de tracción del refuerzo no adherido preesforzado para resistir las fuerzas de tracción en las zonas de anclaje debe estar limitado a $f_{ps} = f_{se} + 70$ en MPa.

18.13.4.2 Salvo el caso de concreto confinado dentro de espirales o estribos cerrados que proporcionen confinamiento equivalente al indicado por la ecuación (10-5), la resistencia nominal a compresión del concreto en la zona general debe limitarse a $0,7\lambda f'_{ci}$.

18.13.4.3 La resistencia a compresión del concreto en el momento de postensar, f'_{ci} , debe especificarse en los planos de diseño. A menos que se usen dispositivos de anclaje sobredimensionados para compensar la menor resistencia a compresión o que el acero esté esforzado a no más del

50% de la fuerza final del preesforzado, el acero de preesforzado no debe tensarse sino hasta que la resistencia a la compresión del concreto medida en ensayos consistentes con el curado del elemento, sea al menos 28 MPa para torones de varios alambres o por lo menos 17 MPa para los tendones de un cable o para barras.

18.13.5 Métodos de diseño

18.13.5.1 Para el diseño de zonas generales se permiten utilizar los métodos indicados a continuación, siempre que los procedimientos den como resultado predicciones de resistencia que concuerden sustancialmente con los resultados de ensayos.

- a) Modelos de plasticidad basados en equilibrio (modelos “puntal - tensor”).
- b) Análisis lineal de esfuerzos (incluyendo análisis por elementos finitos o equivalente).
- c) Ecuaciones simplificadas, cuando sean aplicables.

18.13.5.2 No deben utilizarse las ecuaciones simplificadas en los casos en que la sección transversal del elemento no sea rectangular, en donde las discontinuidades en o cerca de la zona general causen desviaciones en la trayectoria de las fuerzas, en donde la distancia mínima al borde sea menor que 1,5 veces la dimensión lateral del dispositivo de anclaje en esa dirección o en donde se usen dispositivos múltiples de anclaje que no queden dispuestos como un solo grupo compacto.

18.13.5.3 La secuencia de tensados debe especificarse en los planos y considerarse en el diseño.

18.13.5.4 Deben considerarse los efectos tridimensionales en el diseño. Los análisis se deben realizar usando procedimientos tridimensionales o considerando la suma de los efectos en dos planos ortogonales.

18.13.5.5 Para los dispositivos de anclaje ubicados lejos del extremo del elemento, debe proporcionarse refuerzo adherido para transferir, al menos, $0,35 P_{pu}$ a la sección de concreto que queda detrás del anclaje. Tal refuerzo debe colocarse simétricamente alrededor de los dispositivos de anclaje y debe estar completamente anclado tanto por detrás como por delante de los dispositivos de anclaje.

18.13.5.6 Cuando los tendones son curvados en la zona general, excepto para tendones de un cable en losas o donde el análisis demuestre que no se requiere refuerzo, se debe proporcionar refuerzo adherido con el objeto de resistir las fuerzas radiales y de hendimiento.

18.13.5.7 Excepto para tendones de un cable o donde el análisis demuestre que no se requiere refuerzo, se debe proporcionar un refuerzo mínimo en direcciones ortogonales paralelas a la superficie posterior de todas las zonas de anclaje, con una resistencia nominal a la tracción igual al 2% de cada fuerza de preesforzado amplificada, con el objeto de evitar el descascaramiento.

18.13.5.8 No se debe considerar la resistencia a la tracción del concreto al calcular el refuerzo requerido.

18.13.6 Requisitos de detallado

La elección de los tamaños de refuerzo, espaciamientos, recubrimiento y otros detalles para las zonas de anclaje, debe contemplar las tolerancias en el doblado, fabricación e instalación del refuerzo, el tamaño del agregado y la correcta colocación y consolidación del concreto.

18.14 DISEÑO DE LAS ZONAS DE ANCLAJE PARA CABLES DE UN ALAMBRE O BARRAS DE HASTA 16 mm DE DIÁMETRO

18.14.1 Diseño de la zona local

Los dispositivos de anclaje de un solo cable o barra de 16 mm o menos de diámetro y el refuerzo de una zona local deben cumplir con lo indicado en la publicación ACI 423.7 “*Specification for Unbonded Single-Strand Tendons*” o con los requisitos para dispositivos especiales de anclaje señalados en 18.15.2.

18.14.2 Diseño de la zona general para tendones en losas

18.14.2.1 Para los dispositivos de anclaje para cables de 13 mm de diámetro o menores en losas de concreto de peso normal, se debe proporcionar refuerzo mínimo que cumpla con los requisitos de 18.14.2.2 y 18.14.2.3, a menos que un análisis detallado que cumpla con lo indicado en 18.13.5 demuestre que tal refuerzo no es necesario.

- 18.14.2.2** Se deben disponer dos barras horizontales de diámetro no menor a $1/2"$, paralelas al borde de la losa. Se permite que dichas barras estén en contacto con la cara frontal del dispositivo de anclaje y deben estar dentro de una distancia $0,5 h$ delante de cada dispositivo. Dichas barras deben extenderse, por lo menos, 150 mm a cada lado de los bordes exteriores de cada dispositivo.
- 18.14.2.3** Si el espaciamiento, medido centro a centro, de los dispositivos de anclaje es de 300 mm o menos, los dispositivos de anclaje se deben considerar como agrupados. Por cada grupo de seis o más dispositivos de anclaje, se deben proporcionar $n + 1$ barras en horquilla o estribos cerrados al menos de diámetro $3/8"$, donde n es la cantidad de dispositivos de anclaje. Debe colocarse una barra en horquilla o estribo entre cada dispositivo de anclaje y uno a cada lado del grupo. Las barras en horquilla o estribos deben colocarse con los extremos extendiéndose dentro de la losa, perpendicularmente al borde. La parte central de las barras en horquilla o estribos debe colocarse perpendicularmente al plano de la losa desde $3h/8$ hasta $h/2$ delante de los dispositivos de anclaje.
- 18.14.2.4** Para dispositivos de anclaje que no se ajusten a lo indicado en 18.14.2.1, el refuerzo mínimo debe basarse en un análisis detallado que cumpla con los requisitos de 18.13.5.
- 18.14.3** **Diseño de la zona general para grupos de cables de un alambre en vigas principales y secundarias**
El diseño de la zona general para los grupos de cables de un alambre en vigas principales y secundarias debe cumplir con los requisitos de 18.13.3 a 18.13.5.
- 18.15** **DISEÑO DE LAS ZONAS DE ANCLAJE PARA CABLES DE VARIOS ALAMBRES**
- 18.15.1** **Diseño de la zona local**
Los dispositivos básicos de anclaje para varios cables y el refuerzo de la zona local deben cumplir con los requisitos establecidos por AASHTO en "*Standard Specification for Highway Bridges*", División I, artículos 9.21.7.2.2 a 9.21.7.2.4.
Los dispositivos especiales de anclaje deben cumplir con los ensayos requeridos en AASHTO "*Standard Specification for Highway Bridges*", División I, artículo 9.21.7.3 y descrito en AASHTO "*Standard Specification for Highway Bridges*", División II, artículo 10.3.2.3.
- 18.15.2** **Uso de dispositivos especiales de anclaje**
Cuando se vayan a usar dispositivos especiales de anclaje, se debe proporcionar refuerzo de superficie suplementario en las regiones correspondientes a las zonas de anclaje, además del refuerzo de confinamiento especificado para el dispositivo de anclaje. Este refuerzo suplementario debe ser igual en configuración y por lo menos equivalente en cuantía volumétrica al refuerzo de superficie suplementario usado en los ensayos para calificar la aceptación del dispositivo de anclaje.
- 18.15.3** **Diseño de la zona general**
El diseño de la zona general para los cables de varios alambres debe cumplir con los requisitos establecidos en 18.13.3 a 18.13.5.
- 18.16** **PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN DE TENDONES DE PREENFORZADO NO ADHERIDOS**
- 18.16.1** Los aceros de preesforzado no adheridos deben estar encapsulados en ductos de postensado. Los aceros de preesforzado deben quedar completamente recubiertos y los ductos deben llenarse con un material adecuado que asegure la protección contra la corrosión.
- 18.16.2** Los ductos de postensado deben ser impermeables y continuos en toda la longitud no adherida.
- 18.16.3** Para aplicaciones en ambientes corrosivos, los ductos de postensado deben estar conectados a todos los anclajes, ya sean de tensado, intermedios o fijos, de manera impermeable.
- 18.16.4** Los tendones no adheridos de un solo cable deben protegerse de la corrosión de acuerdo con lo indicado en la publicación del ACI 423.7 "*Specification for Unbonded Single-Strand Tendons*".
- 18.17** **DUCTOS PARA POSTENSADO**
- 18.17.1** Los ductos para cables que se inyectan con mortero de inyección deben ser impermeables y no reactivos con el concreto, acero de preesforzado, mortero de inyección e inhibidores de la corrosión.

- 18.17.2** Los ductos inyectados para un solo alambre, un torón o una barra deben tener un diámetro interior al menos 6 mm mayor que el diámetro del acero de preesforzado.
- 18.17.3** Los ductos inyectados para alambres, torones o barras agrupadas deben tener un área transversal interior al menos igual a dos veces el área transversal del acero de preesforzado.
- 18.17.4** Los ductos deben mantenerse libres de agua empozada si los elementos que van a inyectarse con mortero de inyección pudieran estar expuestos a temperaturas bajo el punto de congelamiento antes de la inyección del mortero.
- 18.18 MORTERO DE INYECCIÓN PARA TENDONES ADHERIDOS**
- 18.18.1** El mortero de inyección debe consistir en una mezcla de cemento Portland y agua o de cemento Portland, arena y agua.
- 18.18.2** Los materiales para el mortero de inyección deben cumplir con lo especificado en 18.18.2.1 a 18.18.2.4.
- 18.18.2.1** El cemento Portland debe cumplir con los requisitos de 3.2.
- 18.18.2.2** El agua debe cumplir con los requisitos de 3.4.
- 18.18.2.3** Si se usa arena, esta debe cumplir con los requisitos de ASTM C 144 "*Standard Specification for Aggregate for Masonry Mortar*", excepto que se permite modificar la granulometría conforme sea necesario para lograr una trabajabilidad satisfactoria.
- 18.18.2.4** Se permite el uso de aditivos que cumplan con lo establecido en 3.6 siempre que se demuestre que no producen efectos perjudiciales en el mortero de inyección, acero o concreto. No debe emplearse cloruro de calcio.
- 18.18.3 Dosificación del mortero de inyección**
- 18.18.3.1** La dosificación del mortero de inyección debe basarse en una de las siguientes condiciones:
- Resultados de ensayos de mortero de inyección fresco y endurecido, efectuados antes de iniciar las operaciones de inyección.
 - Experiencia documentada previa con materiales y equipo similares y bajo condiciones de obra comparables.
- 18.18.3.2** El cemento utilizado en la obra debe corresponder a aquél en el cual se basó la selección de la dosificación del mortero de inyección.
- 18.18.3.3** El contenido de agua debe ser el mínimo necesario para el bombeo adecuado del mortero de inyección. La relación agua cemento no debe exceder de 0,45 en peso.
- 18.18.3.4** No debe añadirse agua con el objeto de aumentar la fluidez cuando esta haya disminuido por demora en el uso del mortero de inyección.
- 18.18.4 Mezclado y bombeo del mortero de inyección**
- 18.18.4.1** El mortero de inyección debe mezclarse en un equipo capaz de efectuar un mezclado y agitación mecánica continua que produzca una distribución uniforme de los materiales. El mortero debe tamizarse y bombearse de tal manera que se llenen por completo los ductos.
- 18.18.4.2** La temperatura de los elementos en el momento de inyección del mortero debe estar por encima de 2°C y debe mantenerse por encima de esta temperatura hasta que los cubos de 50 mm fabricados con el mismo mortero de inyección y curados en la obra logren una resistencia mínima a la compresión de 5,5 MPa.
- 18.18.4.3** La temperatura del mortero de inyección no debe ser superior a 30 °C durante el mezclado y el bombeo.
- 18.19 PROTECCIÓN DEL ACERO DE PREENFORZADO**
- Las operaciones de soldadura o calentamiento en las proximidades de tendones de preesforzado deben realizarse de manera tal que el acero de preesforzado no quede expuesto a temperaturas excesivas, chispas de soldadura o descargas eléctricas.
- 18.20 APLICACIÓN Y MEDICIÓN DE LA FUERZA DE PREENFORZADO**
- 18.20.1** La fuerza de preesforzado debe determinarse por medio de los dos métodos siguientes:

- e) Medición de la elongación del acero. La elongación requerida debe determinarse a partir de las curvas promedio carga – elongación para el acero de preesforzado usado.
- f) Medición de la fuerza del gato en un manómetro calibrado o celda de carga o por medio del uso de un dinamómetro calibrado.

Debe investigarse y corregirse la causa de cualquier diferencia en las mediciones de la fuerza que se obtengan al aplicar los métodos (a) y (b) que exceda del 5% en los elementos pretensados o de un 7% para las construcciones postensadas.

- 18.20.2** Cuando la transferencia de fuerza desde los extremos del banco de pretensado se efectúe cortando el acero de preesforzado con soplete, los puntos de corte y la secuencia de cortado deben establecerse previamente con el objeto de evitar esfuerzos temporales no deseados.
- 18.20.3** Los tramos largos de cables pretensados expuestos deben cortarse lo más cerca posible del elemento para reducir al mínimo los impactos en el concreto.
- 18.20.4** La pérdida total de preesfuerzo debida al acero de preesforzado roto que no es reemplazado no debe exceder del 2% del preesfuerzo total.

18.21 ANCLAJES Y CONECTORES PARA POSTENSADO

- 18.21.1** Los anclajes y conectores para tendones adheridos y no adheridos deben desarrollar al menos el 95% de la resistencia a la rotura especificada (f_{pu}) para el acero de preesforzado, cuando se prueben bajo condiciones de no adherencia, sin que excedan la deformación prevista. Para los tendones adheridos, los anclajes y conectores deben ser colocados de manera que la resistencia a la rotura especificada para el acero de preesforzado se desarrolle al 100% en las secciones críticas, después que el acero de preesforzado esté adherido al elemento.
- 18.21.2** Los conectores deben colocarse en las zonas aprobadas por el ingeniero y ser alojados en cajas que tengan dimensiones suficientes para permitir los movimientos necesarios.
- 18.21.3** En el caso de elementos no adheridos sometidos a cargas repetitivas, debe prestarse atención especial a la posibilidad de fatiga en los anclajes y conectores.
- 18.21.4** Los anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de anclaje deben estar protegidos permanentemente contra la corrosión.

18.22 POSTENSADO EXTERNO

- 18.22.1** Se permite que los tendones de postensado sean externos a cualquier sección de un elemento. Para evaluar los efectos de las fuerzas de los tendones externos en la estructura de concreto, se deben usar los métodos de diseño por resistencia y condiciones de servicio indicados en esta Norma.
- 18.22.2** Al calcular la resistencia a flexión, se deben considerar los tendones externos como tendones no adheridos, a menos que se tomen las precauciones para adherir efectivamente los tendones externos a la sección de concreto en toda su longitud.
- 18.22.3** Los tendones externos deben acoplarse al elemento de concreto de manera tal que se mantenga la excentricidad deseada entre los tendones y el centroide del concreto para todo el rango de deflexiones previstas del elemento.
- 18.22.4** Los tendones externos y las regiones de anclaje deben estar protegidos contra la corrosión y los detalles del sistema de protección deben estar indicados en los planos o en las especificaciones del proyecto.

CAPÍTULO 19 CÁSCARAS Y LOSAS PLEGADAS

19.1 ALCANCE Y DEFINICIONES

- 19.1.1** Las disposiciones de este Capítulo se deben aplicar a cáscaras delgadas y láminas plegadas de concreto, incluyendo las nervaduras y elementos de borde.
- 19.1.2** Todas las disposiciones de esta Norma, que no estén excluidas específicamente y que no estén en conflicto con las disposiciones de este Capítulo, deben aplicarse a las cáscaras delgadas.
- 19.1.3** **Cáscaras delgadas.-** Son estructuras espaciales, formadas por una o más losas curvas o láminas plegadas, cuyos espesores son pequeños comparados con sus otras dimensiones. Las cáscaras delgadas se caracterizan por su manera espacial de soportar las cargas, la que es determinada por su forma geométrica, la manera en que están apoyadas y el tipo de carga aplicada.
- 19.1.4** **Láminas plegadas.-** Son un tipo especial de cáscaras formadas por la unión, a lo largo de sus bordes, de losas delgadas planas, de manera de crear una estructura espacial.
- 19.1.5** **Cáscaras nervadas.-** Son estructuras espaciales con el material colocado principalmente a lo largo de líneas nervadas, con el área entre los nervios abierta o cubierta con una losa delgada.
- 19.1.6** **Elementos auxiliares.-** Son las vigas de borde o nervios que sirven para rigidizar, hacer más resistente o servir de apoyo a la cáscara. Por lo general los elementos auxiliares actúan en conjunto con la cáscara.
- 19.1.7** **Análisis elástico.-** Es un análisis de fuerzas internas y deformaciones basado en satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, asumiendo un comportamiento lineal - elástico. El análisis deberá representar, con una aproximación adecuada, el comportamiento tridimensional de la cáscara junto con sus elementos auxiliares.
- 19.1.8** **Análisis inelástico.-** Es un análisis de fuerzas internas y deformaciones basado en satisfacer las condiciones de equilibrio, la compatibilidad de deformaciones, las relaciones no lineales de esfuerzo-deformación para el concreto y el acero, considerando la fisuración y las acciones dependientes del tiempo. El análisis deberá representar, con una aproximación adecuada, el comportamiento tridimensional de la cáscara junto con sus elementos auxiliares.
- 19.1.9** **Análisis experimental.-** Es un procedimiento de análisis basado en la medición de los desplazamientos, deformaciones unitarias, o ambos, de la estructura o de su modelo. El análisis experimental puede basarse en un comportamiento elástico o inelástico.

19.2 ANÁLISIS Y DISEÑO

- 19.2.1** El comportamiento elástico puede ser una base aceptable para determinar las fuerzas internas y los desplazamientos de las cáscaras delgadas. Este tipo de comportamiento puede establecerse por cálculos basados en un análisis de la estructura de concreto no fisurada, en la que se asume que el material es linealmente elástico, homogéneo e isotrópico. El módulo de Poisson del concreto puede asumirse igual a cero.
- 19.2.2** El análisis inelástico podrá usarse cuando se demuestre que proporciona una base segura para el diseño de la cáscara y sus elementos auxiliares.
- 19.2.3** Se deberán realizar verificaciones del equilibrio de las fuerzas internas y las cargas externas para asegurar la consistencia de los resultados.
- 19.2.4** Los procedimientos de análisis numérico o experimental podrán utilizarse cuando se demuestre que estos proporcionan una base segura para el diseño.
- 19.2.5** Los métodos aproximados de análisis podrán usarse cuando se demuestre que proporcionan una base segura para el diseño.
- 19.2.6** En cáscaras preesforzadas, el análisis deberá considerar el comportamiento bajo las cargas inducidas durante la aplicación del preesforzado, a nivel de cargas de servicio y de cargas amplificadas. Cuando los tendones de preesfuerzo cambian de dirección y no están colocados en un mismo plano dentro de la cáscara, el diseño tendrá en cuenta las componentes de las fuerzas resultantes sobre la cáscara, ocasionadas porque el perfil del tendón no está situado en un solo plano.
- 19.2.7** El espesor de la cáscara y su refuerzo serán definidos para satisfacer la resistencia y las condiciones de servicio requeridas, empleando el Diseño por Resistencia definido en 8.1.1.

- 19.2.8** El diseño de las cáscaras deberá evitar la posibilidad de una falla por inestabilidad general o local.
- 19.2.9** Los elementos auxiliares se diseñarán aplicando las disposiciones pertinentes de esta Norma. Se puede suponer que una porción de la cáscara igual al ancho del ala especificado en 8.11 actúa conjuntamente con el elemento auxiliar. En esas partes de la cáscara, el refuerzo perpendicular al elemento auxiliar será por lo menos igual al exigido en 8.11.6 para el ala de una viga T.
- 19.2.10** El diseño por resistencia, para los esfuerzos de membrana y de flexión de losas que forman parte de cáscaras, debe estar basado en la distribución de esfuerzos y deformaciones determinada a partir de un análisis elástico o inelástico.
- 19.2.11** En una región en la cual se ha previsto fisuración debido a los esfuerzos de membrana, la resistencia nominal a compresión en la dirección paralela a las fisuras debe tomarse como $0,4 f'c$.

19.3 RESISTENCIA DE DISEÑO

- 19.3.1** La resistencia en compresión especificada del concreto $f'c$ a los 28 días no será menor que 21 MPa.
- 19.3.2** El esfuerzo de fluencia especificado del acero no preesforzado no será mayor de 420 MPa.
- 19.3.3** El valor de ϕ para fuerzas de tracción en la membrana será 0.9.
- 19.3.4** El valor de ϕ para otras sollicitaciones será el especificado en 9.3.

19.4 RECUBRIMIENTO DE CONCRETO

Salvo que se requiera un mayor recubrimiento de concreto para protección contra el fuego, el recubrimiento mínimo para el acero de refuerzo será:

19.4.1 Concreto no preesforzado construido en sitio

- | | |
|---|---------------------------------|
| a) Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo: | |
| Barras de 3/4" o mayores | 50 mm |
| Barras de 5/8" y menores | 40 mm |
| Mallas electro soldadas | 40 mm |
| b) No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo: | |
| Barras de 3/4" o mayores | 20 mm (pero no menor que db) |
| Barras de 5/8" y menores | 15 mm |
| Mallas electro soldadas | 15 mm |

19.4.2 Concreto preesforzado construido en sitio:

- | | |
|---|---------------------------------|
| a) Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo: | |
| Tendones de preesfuerzo y refuerzo preesforzado | 25 mm |
| Barras de 1" y menores | 25 mm |
| Barras mayores de 1" | db |
| Mallas electro soldadas | 25 mm |
| b) No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo: | |
| Tendones de preesfuerzo y refuerzo preesforzado | 20 mm |
| Barras de 3/4" o mayores | 20 mm (pero no menor que db) |
| Barras de 5/8" y menores | 10 mm (pero no menor que db) |
| Mallas electro soldadas | 10 mm |

- 19.4.3** En ambientes corrosivos o en otras condiciones severas de exposición el espesor del recubrimiento de concreto deberá cumplir con 7.7.5.

19.5 REFUERZO DE LA CÁSCARA

- 19.5.1** El refuerzo de la cáscara se debe diseñar para resistir los esfuerzos de tracción producidos por las fuerzas internas de membrana, para resistir la tracción producida por los momentos de flexión y de torsión, para controlar el ancho y separación de las fisuras causadas por la retracción del concreto y cambios de temperatura y como refuerzo especial en los bordes de la cáscara, aberturas y puntos de aplicación de las cargas a la cáscara.
- 19.5.2** El refuerzo por tracción debe disponerse en dos o más direcciones y debe proporcionarse de manera tal que su resistencia en cualquier dirección iguale o exceda a la componente de las fuerzas internas en esa dirección. Alternativamente, el refuerzo para las fuerzas de membrana en la cáscara puede calcularse como el refuerzo requerido para resistir las fuerzas de tracción

axial más las fuerzas de tracción debidas al cortante por fricción necesario para transferir el cortante a través de cualquier sección transversal de la membrana. El coeficiente de fricción, μ , no debe exceder lo especificado en 11.7.4.3

- 19.5.3** El área de refuerzo de la cáscara en cualquier sección, medida en dos direcciones perpendiculares, no será menor que el refuerzo exigido para las losas indicado en 9.7 por efectos de los cambios volumétricos.
- 19.5.4** El refuerzo por cortante y momento flector alrededor de ejes en el plano de la cáscara, deben calcularse de acuerdo con los Capítulos 10, 11 y 13.
- 19.5.5** El área de refuerzo por tracción en la cáscara debe estar limitada de manera tal que el refuerzo fluya antes de que tenga lugar el aplastamiento del concreto en compresión o el pandeo de la cáscara.
- 19.5.6** En las zonas de grandes tracciones, el refuerzo de membrana debe colocarse, cuando resulte práctico, en las direcciones generales de los esfuerzos principales de tracción. Cuando esta medida no resulte práctica, se puede colocar el refuerzo de membrana en dos o más direcciones.
- 19.5.7** Si la dirección del refuerzo varía en más de 10° respecto de la dirección de la fuerza membranal principal de tracción, deberá revisarse la cantidad de refuerzo en relación con la fisuración al nivel de cargas de servicio.
- 19.5.8** Cuando la magnitud de los esfuerzos membranales principales de tracción varíe significativamente dentro del área de la superficie de la cáscara, el área de refuerzo que resiste la tracción total podrá concentrarse en las zonas de máximo esfuerzo de tracción, cuando se demuestre que esto da una base segura para el diseño. Sin embargo, la cuantía de refuerzo de la cáscara en cualquier porción de la zona de tracción no será menor de 0,0035, calculada sobre la base del espesor total de la cáscara.
- 19.5.9** El refuerzo requerido para resistir momentos de flexión de la cáscara debe diseñarse considerando la acción simultánea de las fuerzas axiales de membrana en el mismo sitio. Cuando se requiere refuerzo sólo en una cara para resistir los momentos de flexión, se deben colocar cantidades iguales cerca de ambas superficies de la cáscara, aún cuando el análisis no indique reversión de los momentos de flexión en esa zona.
- 19.5.10** El refuerzo de la cáscara en cualquier dirección no debe espaciarse a más de 400 mm, ni más de cinco veces el espesor de la cáscara. Cuando el esfuerzo membranal principal de tracción sobre el área total de concreto, debido a cargas amplificadas, exceda de $0,33\phi\lambda\sqrt{f'_c}$, el refuerzo no debe espaciarse a más de tres veces el espesor de la cáscara ni de 400 mm.
- 19.5.11** El refuerzo de la cáscara en la unión de esta con los elementos de apoyo o los elementos de borde se debe anclar o extender a través de dichos elementos de acuerdo con los requisitos del Capítulo 12, excepto que la longitud de desarrollo mínima debe ser $1,2\ell_d$, pero no menor de 450 mm.
- 19.5.12** Las longitudes de los empalmes por traslape del refuerzo de la cáscara deben regirse por las disposiciones del Capítulo 12, excepto que la longitud mínima de empalme por traslape de barras en tracción debe ser 1,2 veces el valor requerido en el Capítulo 12, pero no menor de 450 mm. El número de empalmes en el refuerzo principal de tracción debe mantenerse en un mínimo práctico. Donde los empalmes sean necesarios, se deben escalonar a distancias libres no menores a ℓ_d , con no más de un tercio del refuerzo empalmado en cualquier sección.

19.6 CONSTRUCCIÓN

- 19.6.1** Cuando el plazo de remoción del encofrado esté basado en la obtención de un módulo de elasticidad específico del concreto debido a consideraciones de estabilidad o deflexiones, el valor del módulo de elasticidad, E_c , se determinará a partir de ensayos de flexión en probetas de vigas curadas en condiciones de obra. El número de probetas ensayadas, las dimensiones de las probetas y el procedimiento de ensayo serán especificados por el Ingeniero Proyectista.
- 19.6.2** El Ingeniero Proyectista debe especificar las tolerancias para la forma de la cáscara. Cuando la construcción tenga desviaciones de la forma mayores que las tolerancias especificadas, se debe hacer un análisis del efecto de las desviaciones y se deben tomar las medidas correctivas necesarias para garantizar un comportamiento seguro.

CAPÍTULO 20

EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

20.1 GENERALIDADES

- 20.1.1** Los requisitos de este capítulo deben aplicarse a la evaluación de la resistencia de estructuras existentes mediante métodos analíticos o pruebas de carga.
- 20.1.2** Si existen dudas respecto de la seguridad de una parte o toda una estructura o de alguno de sus elementos o si se necesita información acerca de la capacidad de carga de una estructura en servicio para fijar sus límites de carga, se podrá efectuar una evaluación de la resistencia estructural ya sea analíticamente, empleando pruebas de carga o por una combinación de ambos procedimientos.
- 20.1.2** En el caso que los efectos de una deficiencia en la resistencia son bien comprendidos y es posible medir las propiedades de los materiales y dimensiones de los elementos estructurales que se requieren para llevar a cabo un análisis, es suficiente una evaluación analítica de la resistencia basada en dichas mediciones. Los datos necesarios deben determinarse de acuerdo con 20.2.
- 20.1.3** En el caso que los efectos de una deficiencia en la resistencia no sean bien comprendidos o no sea posible establecer las dimensiones y propiedades del material a través de mediciones, se requiere una prueba de carga realizada de acuerdo con 20.3.
- 20.1.4** Si la duda respecto a la seguridad de una parte o de toda una estructura involucra el deterioro de la misma y sin embargo la respuesta observada durante la prueba de carga satisface los criterios de aceptación de 20.3.6, se permite que la estructura o parte de ella se mantenga en servicio por un período de tiempo especificado por el profesional responsable, quien establecerá la necesidad de realizar reevaluaciones periódicas.

20.2 EVALUACIÓN ANALÍTICA DE LA RESISTENCIA -

- 20.2.1** Deben comprobarse en obra las dimensiones de los elementos estructurales.
- 20.2.2** La ubicación y tamaño de las barras de refuerzo, refuerzo electrosoldado de alambre o tendones deben determinarse a través de mediciones. Para la ubicación del refuerzo se pueden utilizar los planos disponibles siempre que se realicen verificaciones puntuales, en lugares representativos, con el fin de confirmar la información de los planos.
- 20.2.3** La resistencia del concreto debe basarse en resultados de ensayos confiables de probetas tomadas y ensayadas durante la construcción, bajo normas estándar establecidas, o de ensayos de núcleos extraídos en la parte de la estructura cuya resistencia está en duda. Las resistencias del concreto deben determinarse como se especifica en 5.6.5.
- 20.2.4** Si se requiere, la resistencia del refuerzo o del acero de preesforzado debe basarse en ensayos de tracción de muestras representativas del material de la estructura en cuestión.
- 20.2.5** Si las dimensiones y propiedades del material requeridas se determinan a través de mediciones o ensayos y los cálculos se pueden realizar de acuerdo con 20.2, a criterio del profesional responsable, se puede incrementar el valor del coeficiente de reducción de resistencia (ϕ) con respecto a los valores dados en 9.3, pero este no deberá ser mayor a:
- | | | |
|--|-------|------|
| - Flexión sin carga axial | | 1,00 |
| - Tracción axial con o sin flexión | | 1,00 |
| - Compresión axial con o sin flexión: | | |
| Elementos con espiral que cumplan con 10.9.3 | | 0,90 |
| Otros elementos reforzados | | 0,80 |
| - Cortante, torsión o ambos | | 0,90 |
| - Aplastamiento del concreto | | 0,85 |

20.3 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA MEDIANTE PRUEBAS DE CARGA

20.3.1 Disposición de la carga

El número y disposición de tramos o paños cargados debe seleccionarse para maximizar las deflexiones y esfuerzos en las zonas críticas de los elementos estructurales cuya resistencia esté en duda. Si un patrón único no produce simultáneamente valores máximos de los efectos

(tal como deflexión, rotaciones o esfuerzos), debe usarse más de un patrón de carga para demostrar la idoneidad de la estructura.

En los casos que el análisis muestre que los miembros adyacentes no cargados ayudan a soportar parte de la carga de prueba, la carga debe incrementarse para asegurar que cargas suficientes actúen en la región crítica de los elementos estructurales en evaluación.

20.3.2 Elementos prefabricados

Se permite que un elemento prefabricado que será parte de un miembro compuesto mediante concreto colocado en sitio, sea ensayado en flexión como un miembro prefabricado aislado de acuerdo con a) y b);

- a) Las cargas de ensayo pueden ser aplicadas sólo cuando los cálculos indiquen que el elemento prefabricado aislado no fallará a compresión o por pandeo.
- b) La carga de prueba debe ser la carga que, cuando se aplica al elemento prefabricado aislado, induce las mismas fuerzas totales en el refuerzo de tracción que las que se inducirían al cargar el miembro compuesto con las cargas de ensayo requeridas por 20.3.3.

20.3.3 Intensidad de la carga

La carga total de la prueba, incluyendo la carga muerta ya presente, no debe ser menor que el mayor valor entre a) y b):

- a) $0,85 (1,4 CM + 1,7 CV)$. Se puede reducir la carga viva de acuerdo con las disposiciones de la NTE E.020 Cargas.
- b) $1,3 CM$

20.3.4 Aplicación de la carga

20.3.4.1 Una prueba de carga no debe realizarse hasta que la porción de la estructura que se someterá a la carga tenga al menos 56 días de edad. Se pueden realizar las pruebas a una edad menor si el propietario de la estructura, el constructor, y todas las partes involucradas están de acuerdo.

20.3.4.2 La carga repartida de prueba debe aplicarse de manera que se asegure su distribución uniforme a la estructura o parte de la estructura que está siendo ensayada. Debe evitarse el efecto de arco en la carga aplicada.

20.3.4.3 La carga de prueba debe aplicarse en no menos de cuatro incrementos aproximadamente iguales.

20.3.4.4 Después de que se ha aplicado el último incremento de carga, la carga total debe permanecer sobre la estructura por un mínimo de 24 horas salvo que aparezcan signos de daño como se indica en 20.3.6.

20.3.4.5 Debe removerse toda la carga de prueba inmediatamente después que se han realizado todas las mediciones de la respuesta definidas en 20.3.5.

20.3.5 Medición de la respuesta

20.3.5.1 Deben obtenerse los valores iniciales de todas las mediciones de la respuesta que sean pertinentes (tales como deflexión, rotación, deformación unitaria, deslizamiento, ancho de fisura). Las mediciones deben realizarse en ubicaciones donde se esperen las respuestas máximas. Deben realizarse mediciones adicionales si así se requiere.

20.3.5.2 Los valores iniciales de todas las mediciones de la respuesta que sean pertinentes, deben obtenerse con antelación no mayor de una hora antes de la aplicación del primer incremento de carga.

20.3.5.3 Deben realizarse las mediciones de las respuestas después de aplicar cada incremento de carga y después de que la carga total de prueba haya permanecido sobre la estructura, por al menos 24 horas.

20.3.5.4 Debe realizarse un conjunto final de mediciones de la respuesta, 24 horas después que se ha removido la carga de prueba.

20.3.6 Criterio de aceptación

20.3.6.1 La porción de la estructura ensayada no debe mostrar evidencias de falla. El descascaramiento y aplastamiento del concreto comprimido deben considerarse como indicadores de falla.

- 20.3.6.2** Los elementos estructurales ensayados no deben evidenciar fisuras que indiquen la inminencia de una falla por cortante.
- 20.3.6.3** En las zonas de elementos estructurales que no cuenten con refuerzo transversal, la aparición de fisuras estructurales inclinadas respecto al eje longitudinal y que tengan una proyección horizontal mayor que la altura del elemento (medida en el punto medio de la fisura) debe ser evaluada en sus causas y consecuencias. Para los elementos de peralte variable, la altura debe medirse en la mitad central de la fisura.
- 20.3.6.4** En zonas de anclaje o empalmes por traslape del refuerzo, la aparición a lo largo de la línea de refuerzo de una serie de fisuras cortas inclinadas o de fisuras horizontales debe ser evaluada en sus causas y consecuencias.
- 20.3.6.5** Las deflexiones máximas medidas deben satisfacer una de las dos siguientes condiciones:

$$\Delta_1 \leq \frac{\ell_t^2}{20000h} \quad (20-1)$$

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_1}{4} \quad (20-2)$$

Donde:

- Δ_1 (mm) es la deflexión máxima medida 24 horas después de la aplicación de la carga de prueba total.
- Δ_r (mm) es la deflexión residual medida 24 horas después de la remoción de la carga de prueba total. Se mide en relación con la posición de la estructura al inicio de la prueba de carga.
- h (mm) es el peralte del elemento
- ℓ_t (mm) la distancia a ejes de los apoyos o la luz libre entre apoyos más el peralte del elemento, la que sea menor. Para losas armadas en dos direcciones, ℓ_t será la luz más corta. Para voladizos, ℓ_t deberá considerarse como el doble de la distancia del apoyo al extremo del voladizo.

20.3.6.6 Si no se cumple con 20.3.6.5 se puede repetir la prueba de carga siempre y cuando la segunda prueba de carga se inicie después que hayan transcurrido 72 horas desde la remoción de la carga correspondiente a la primera prueba.

20.3.6.7 La porción de la estructura ensayada en la repetición de la prueba debe considerarse aceptable si Δ_r satisface la condición:

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_2}{5} \quad (20-3)$$

Donde:

- Δ_2 (mm) es la deflexión máxima medida a las 24 horas después de la aplicación de la carga de prueba total de la segunda prueba. Se mide en relación a la posición de la estructura al iniciar la segunda prueba.
- Δ_r (mm) es la deflexión residual medida 24 horas después de la remoción de la carga de prueba total. Se mide en relación a la posición de la estructura al iniciar la segunda prueba.

20.4 DISPOSICIONES PARA LA ACEPTACIÓN DE CARGAS DE SERVICIO MENORES

Si la estructura no satisface las condiciones o criterios de 20.2 ó 20.3.6, se puede utilizar la estructura para un nivel menor de cargas, con base en los resultados de la prueba de carga o del análisis, siempre que lo apruebe la autoridad responsable.

20.5 SEGURIDAD DURANTE LAS PRUEBAS DE CARGA

20.5.1 Las pruebas de carga deben efectuarse de tal forma que existan condiciones seguras para las personas y para la estructura durante la prueba.

20.5.2 Ninguna medida de seguridad debe interferir en los procedimientos de la prueba de carga ni afectar los resultados.

CAPITULO 21 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SISMICO

21.1 DEFINICIONES

- Diafragmas estructurales**
 Elementos estructurales, tales como las losas de piso, que transmiten las fuerzas de inercia a los elementos del sistema de resistencia sísmica.
- Estribos de confinamiento**
 Un conjunto de estribos cerrados con ganchos sísmicos cuya función es confinar el núcleo de concreto para lograr deformaciones de agotamiento del concreto comprimido sensiblemente mayores que las correspondientes al concreto sin confinar. El confinamiento puede estar constituido por un estribo cerrado en el perímetro y varios elementos de refuerzo, pero todos ellos deben tener en sus extremos ganchos sísmicos que abracen el refuerzo longitudinal y se proyecten hacia el interior de la sección del elemento. Las espirales continuas enrolladas alrededor del refuerzo longitudinal también cumplen función de confinamiento.

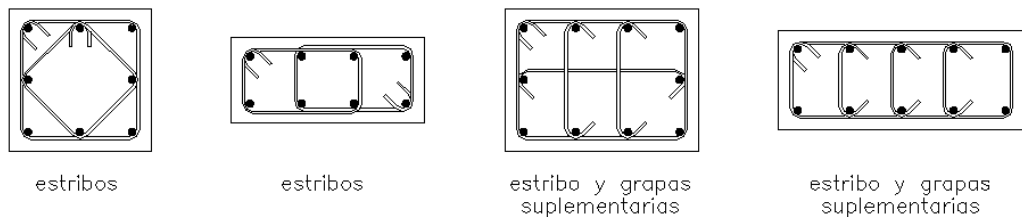


Fig. 21.1a Ejemplos de configuraciones de los estribos de confinamiento.

- Elementos colectores**
 Elementos que sirven para transmitir las fuerzas de inercia en los diafragmas hacia los elementos del sistema resistente a fuerzas laterales.
- Elementos de borde**
 Zonas a lo largo de los bordes de los muros y de los diafragmas estructurales, reforzados con acero longitudinal y transversal. Los elementos de borde no requieren necesariamente un incremento del espesor del muro o del diafragma. Los bordes de las aberturas en los muros y diafragmas deben estar provistos de elementos de borde.

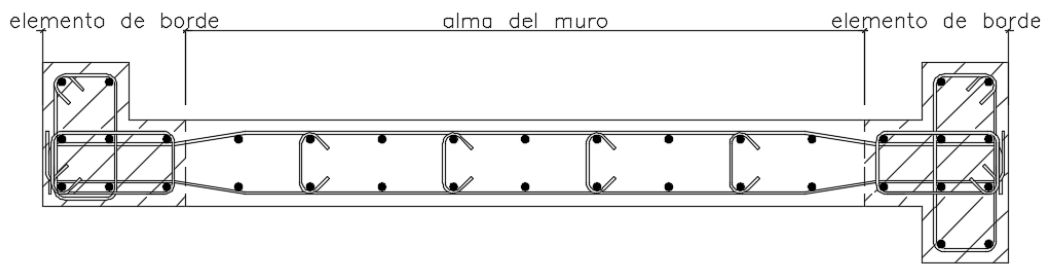


Fig. 21.1b Ejemplo de elementos de borde en muros

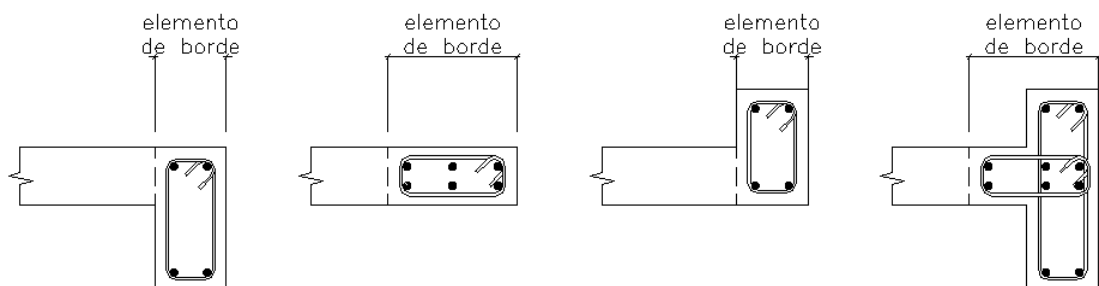


Fig. 21.1c Ejemplos de elementos de borde en diafragmas estructurales

- **Gancho sísmico**

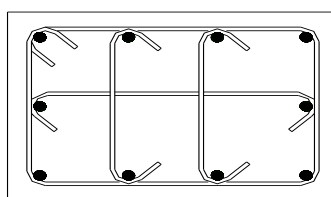
Es el gancho que debe formarse en los extremos de los estribos de confinamiento y grapas suplementarias. Consiste en un doblado de 135° o más. Los ganchos deben tener una extensión de ocho veces el diámetro de la barra, pero no menor a 75 mm, que abraza el refuerzo longitudinal y se proyecta hacia el interior de la sección del elemento.



Fig. 21.1d Ganchos sísmicos en estribos y grapas suplementarias

- **Grapa suplementaria**

Refuerzo transversal que tiene ganchos sísmicos en ambos extremos. Los ganchos deben abrazar a las barras longitudinales de la periferia de la sección.



Un estribo y tres grapas suplementarias

Fig. 21.1e Grapas suplementarias

- **Región de rótula plástica**

Región de un elemento de pórtico (columnas, vigas) o muro estructural en la que se espera que ocurra fluencia por flexión durante la respuesta sísmica inelástica de la estructura.

- **Muro estructural (Muro de corte o Placa)**

Elemento, generalmente vertical, diseñado para resistir combinaciones de cortante, momento y fuerza axial inducidas por los movimientos sísmicos.

- **Coefficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R_0)**

Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas definido en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

- **Sistema resistente a fuerzas laterales**

Conjunto de elementos estructurales que resisten las acciones ocasionadas por los sismos. De acuerdo a la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, se reconocen los siguientes sistemas estructurales en edificaciones de concreto armado:

- Pórticos** ($R_0 = 8$) - Por lo menos el 80% del cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos que cumplan los requisitos de esta Norma. En caso se tengan muros estructurales, estos deberán diseñarse para resistir la fracción de la acción sísmica total que les corresponda de acuerdo con su rigidez.
- Dual** ($R_0 = 7$) - Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros estructurales es mayor que 20% y menor que 70% del cortante en la base del edificio. Los muros estructurales serán diseñados para las fuerzas obtenidas del análisis, según la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.
- Muros Estructurales** ($R_0 = 6$) - Sistema en el que la resistencia está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base.
- Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada - EMDL** ($R_0 = 4$) - Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad en las dos direcciones está dada muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa o hilera.

21.2 ALCANCES

- 21.2.1** El Capítulo 21 contiene disposiciones para el diseño y la construcción de los elementos de concreto armado de las estructuras para las cuales se han determinado las fuerzas sísmicas de diseño, utilizando los coeficientes básicos de reducción de fuerza sísmica (R_0) especificados en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.
- 21.2.2** Las disposiciones contenidas en este Capítulo son aplicables a los sistemas resistentes a fuerzas laterales de Concreto Armado definidos en 21.1.
- 21.2.3** Las columnas de confinamiento y las soleras de los muros de albañilería confinada, no necesitan cumplir con las disposiciones de este Capítulo. El diseño de estos elementos se hará según lo dispuesto en la NTE E.070 Albañilería.
- 21.2.4** Las disposiciones contenidas en 21.4, son aplicables a las vigas y columnas de los edificios cuyo sistema resistente a fuerzas laterales, definido en 21.1, sea de muros estructurales ($R_0 = 6$).
- 21.2.5** Las disposiciones contenidas en 21.5, 21.6 y 21.7 son aplicables a las vigas, columnas y nudos de los edificios cuyo sistema resistente a fuerzas laterales, definido en 21.1, sea:
- a) Pórticos ($R_0 = 8$)
 - b) Duales ($R_0 = 7$).
- 21.2.6** Las estructuras de losas planas sin vigas deberán cumplir con lo dispuesto en 21.8.
- 21.2.7** Las disposiciones contenidas en 21.9 son aplicables a los muros estructurales de concreto reforzado cuya función principal sea la de resistir fuerzas horizontales en su plano originadas por la acción de los sismos. Estas disposiciones se aplican a los edificios de Pórticos, Duales y de Muros Estructurales.
- 21.2.8** Las disposiciones contenidas en 21.10 son aplicables a los edificios de muros de ductilidad limitada.
- 21.2.9** Las disposiciones contenidas en 21.11 son aplicables a los diafragmas estructurales de los edificios de cualquier sistema resistente a fuerzas laterales.
- 21.2.10** Las disposiciones contenidas en 21.12 son aplicables a las cimentaciones de los edificios de cualquier sistema resistente a fuerzas laterales.
- 21.2.11** Las disposiciones contenidas en este capítulo no son obligatorias para los edificios de la categoría C y D (edificaciones comunes y construcciones provisionales) ubicadas en la Zona Sísmica 1, definida en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.
- 21.2.12** Se permite el uso de sistemas estructurales de concreto armado que no cumplan con las disposiciones de este Capítulo, si se demuestra experimentalmente o por la vía del cálculo, que el sistema propuesto tiene tanto una resistencia como una tenacidad iguales o superiores a la de una estructura monolítica de concreto reforzado, que sea comparable y que satisfaga las disposiciones de este Capítulo.

21.3 REQUISITOS GENERALES

21.3.1 Análisis y diseño de elementos estructurales

- 21.3.1.1** Debe tenerse en cuenta en el análisis la interacción de todos los elementos estructurales y no estructurales que afecten la respuesta lineal y no lineal de la estructura frente a los movimientos sísmicos.
- 21.3.1.2** Al seleccionar las dimensiones de los elementos estructurales en las estructuras resistentes a sismos, es necesario considerar los problemas relacionados con la congestión del refuerzo de acero. El diseño y el detallado debe realizarse de tal modo que el concreto se pueda colocar y compactar adecuadamente, especialmente en los nudos.
- 21.3.1.3** Los elementos estructurales situados por debajo del nivel basal de la estructura y que se requieren para transmitir a la cimentación las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos, deben cumplir también con las disposiciones de este Capítulo, que sean congruentes con el sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas localizado por encima de la base de la estructura.
- 21.3.1.4** Los factores de amplificación de las cargas (resistencia requerida) y los factores de reducción de la resistencia deben ser los indicados en el Capítulo 9.

21.3.2 Concreto en elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo

- 21.3.2.1 La resistencia especificada a la compresión del concreto, f'_c , no debe ser menor que 21 MPa.
- 21.3.2.2 La resistencia especificada a la compresión del concreto, f'_c , no debe ser mayor que 70 MPa (700 kg/cm²).
- 21.3.2.3 La resistencia especificada a la compresión del concreto liviano, f'_c , no debe ser mayor que 35 MPa a menos que se demuestre, por medio de evidencia experimental, que los elementos estructurales hechos con dicho concreto liviano proporcionan resistencia y tenacidad iguales o mayores que las de elementos comparables hechos por concreto de peso normal de la misma resistencia. El factor de modificación para concretos livianos debe concordar con 8.6 a menos que específicamente se indique de otro modo en este Capítulo.

21.3.3 Refuerzo de acero para elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo

- 21.3.3.1 El refuerzo de acero longitudinal y transversal en todos los elementos con responsabilidad sísmica será corrugado y deberá cumplir con las disposiciones de la NTP 339.186:2018 (Barras de acero de baja aleación soldables y corrugadas para refuerzo de concreto armado. Especificaciones). Se permite el empleo de acero de refuerzo que cumpla con la NTP 341.031:2018 (Barras de acero al carbono, corrugadas, para refuerzo de concreto armado. Requisitos) en estos elementos siempre y cuando, de acuerdo a la NTP citada, se cumpla con:
- a) La resistencia real a la fluencia (obtenida en ensayos de laboratorio) no sea mayor que el esfuerzo de fluencia especificado f_y , en más de 125 MPa;
 - b) La relación entre la resistencia de tracción (f_u) y el esfuerzo de fluencia (f_y), medida en el laboratorio, no sea menor de 1,25;
 - c) La elongación mínima de rotura en 200 mm debe ser por lo menos 14% para barras de hasta 3/4", 12% para barras de 7/8" hasta 1 3/8" y 10% para barras de mayor diámetro.
- 21.3.3.2 El acero de preesfuerzo que resista fuerzas axiales y de flexión inducidas por el sismo en elementos de pórticos y muros estructurales, debe cumplir con las disposiciones de ASTM A416-18 o ASTM A722-18.
- 21.3.3.3 Los valores de f_y y f_{yt} usados en el diseño del refuerzo por cortante deben cumplir con 11.5.2.
- 21.3.3.4 El valor de f_{yt} usado para calcular la cuantía del refuerzo de confinamiento en 21.6.4.4 no debe exceder de 700 MPa.

21.3.4 Empalmes mecánicos

- 21.3.4.1 Los empalmes mecánicos deben clasificarse como Tipo 1 o Tipo 2, de acuerdo con lo siguiente:
- a) Los empalmes mecánicos Tipo 1 deben cumplir con 12.15.3.2;
 - b) Los empalmes mecánicos Tipo 2 deben cumplir con 12.15.3.2 y deben desarrollar la resistencia a tracción (f_u) especificada de las barras empalmadas.
- 21.3.4.2 Los empalmes mecánicos Tipo 1 no deben usarse dentro de una distancia igual al doble del peralte del elemento medida desde la cara de la viga o columna, o donde sea probable que se produzca fluencia del refuerzo como resultado de desplazamientos laterales inelásticos. Se pueden usar empalmes mecánicos Tipo 2 en cualquier ubicación.

21.3.5 Empalmes soldados

- 21.3.5.1 Los empalmes soldados del refuerzo que resiste fuerzas inducidas por sismos deben cumplir con 12.15.3.4 y no deben usarse dentro de una distancia igual al doble del peralte del elemento medida desde la cara de la viga o columna, o en las regiones donde sea probable que se produzca fluencia del refuerzo como resultado de desplazamientos laterales inelásticos.
- 21.3.5.2 No se puede soldar estribos, insertos u otros elementos al refuerzo longitudinal requerido por el diseño.

21.4 REQUISITOS PARA VIGAS Y COLUMNAS DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES DE MUROS ESTRUCTURALES

- 21.4.1 Los requisitos de 21.4 se aplican a las vigas y columnas del sistema sismorresistente de los sistemas estructurales indicados en 21.2.4.

21.4.2 Los detalles del refuerzo de un elemento de un pórtico deben satisfacer los requisitos de 21.4.4 cuando la carga axial amplificada de compresión axial del elemento, P_u , no exceda de $0,1 f'c Ag$. Cuando P_u sea mayor, los detalles del refuerzo del elemento deben cumplir con 21.4.5.

21.4.3 Diseño por Cortante

21.4.3.1 La fuerza cortante de diseño V_u de las vigas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de (a) y (b):

- a) Diseño por capacidad: la suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) con curvatura inversa del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas (Fig. 21.4.3.1).
- b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño de 9.2.3 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5.

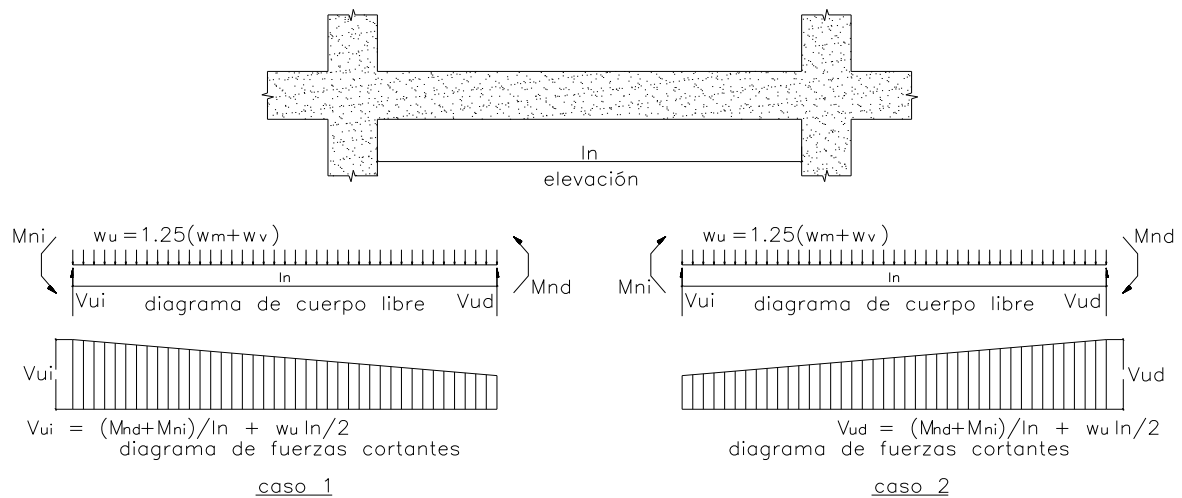
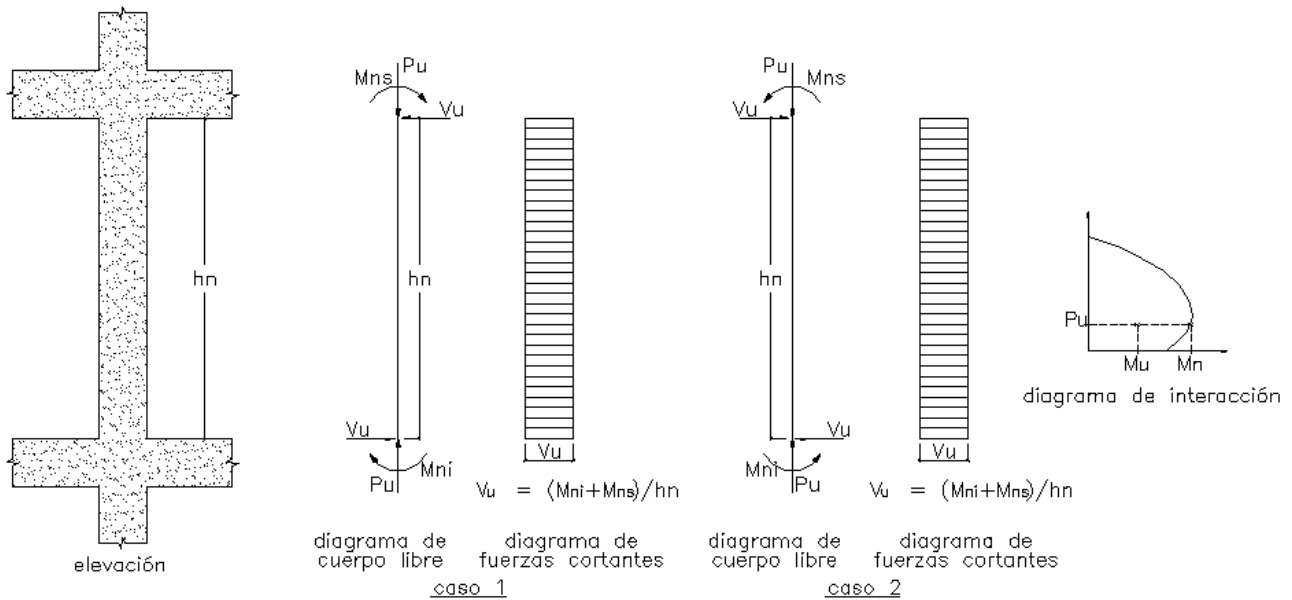


Fig. 21.4.3.1 Fuerza cortante de diseño por capacidad en vigas

21.4.3.2 La fuerza cortante de diseño V_u de las columnas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de (a) y (b):

- a) Diseño por capacidad: la suma del cortante debido a la flexión con curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) de la columna en cada extremo restringido de la luz libre. Los momentos nominales deben calcularse para la fuerza axial amplificada (P_u) consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que dé como resultado el mayor momento nominal posible (Fig. 21.4.3.2).
- b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño de 9.2.3 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 3,0.



21.4.3.2 Fuerza cortante de diseño por capacidad en columnas

21.4.4 Elementos en Flexión (Vigas)

- 21.4.4.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.
- 21.4.4.2 No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo. Los empalmes mecánicos cumplirán con lo dispuesto en 21.3.4 y los soldados cumplirán con lo dispuesto en 21.3.5.
- 21.4.4.3 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.
- 21.4.4.4 En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):
- $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 100 mm;
 - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
 - 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
 - 300 mm.
- 21.4.4.5 Los estribos deben estar espaciados a no más de $0,5 d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante de acuerdo a 21.4.3.1.

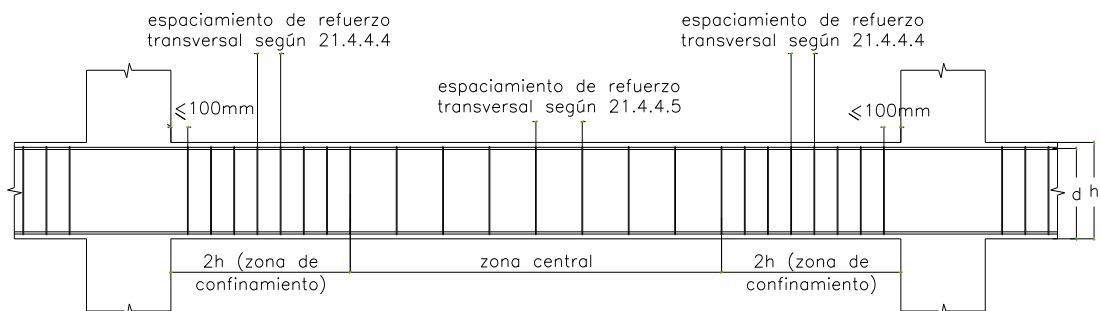


Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.

21.4.5 Elementos en Flexocompresión (columnas)

21.4.5.1 La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%. Cuando la cuantía exceda de 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.

El refuerzo transversal para cortante y confinamiento debe disponerse mediante espirales, estribos cerrados de confinamiento circulares o estribos cerrados de confinamiento rectilíneos sencillos o múltiples. Se pueden usar grapas suplementarias del mismo diámetro de barra y con el mismo espaciamiento que los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo de las grapas suplementarias debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal.

21.4.5.2 Las columnas que se refuercen con espirales deben cumplir con 7.10.4 y 10.9.3 y cuando se usen estribos deberán cumplir con 7.10.5.3, 7.10.5.4, 21.4.5.3 a 21.4.5.5.

21.4.5.3 En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

El espaciamiento S_o no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c):

- a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
- c) 100 mm.

La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre (d), (e) y (f):

- d) Una sexta parte de la luz libre del elemento;
- e) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
- f) 500 mm.

21.4.5.4 Fuera de la longitud L_o , el espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder al menor de (a), (b), (c) y (d):

- a) Doce veces el diámetro de las barras longitudinales;
- b) La menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión;
- c) 300 mm;
- d) Lo requerido por fuerza cortante de acuerdo a 21.4.3.2.

21.4.5.5 El refuerzo transversal del nudo debe estar de acuerdo con 11.11. El espaciamiento no debe exceder de 150 mm.

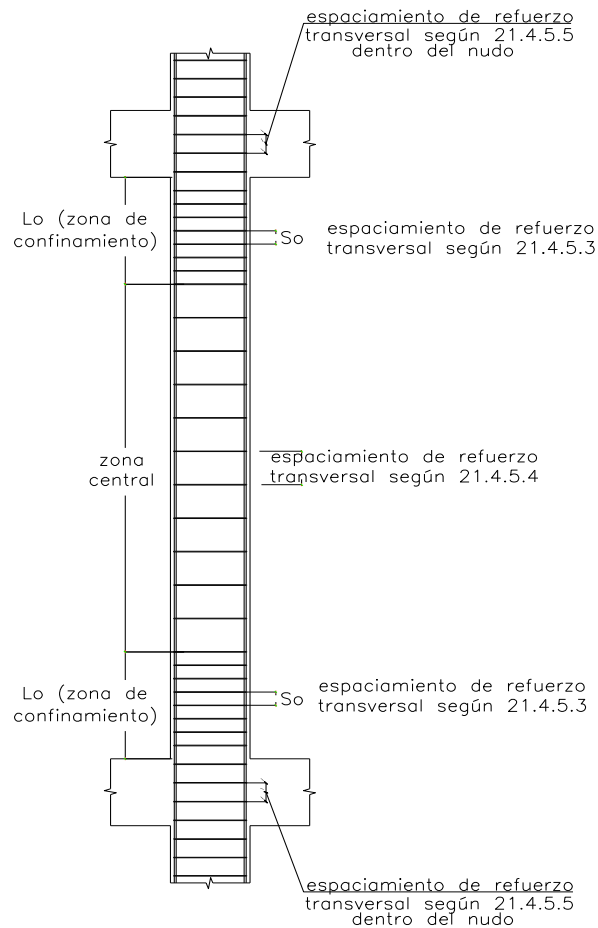


Fig. 21.4.5 Requerimientos de estribos en columnas

21.4.6 Longitud de desarrollo de barras en tracción

- 21.4.6.1** La longitud de desarrollo, l_{dg} , para una barra con gancho estándar de 90° se determinará de acuerdo a 12.5. El gancho de 90° debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde, con el gancho doblado dentro del nudo. Para concreto de peso normal, l_{dg} no debe ser menor que $8 db$ ni 150 mm y para concreto liviano no debe ser menor que $10 db$ ni 190 mm.
- 21.4.6.2** La longitud de desarrollo para barras rectas, l_d , se determinará de acuerdo a 12.2. y 12.3.
- 21.4.6.3** La longitud de desarrollo en tracción de las barras corrugadas con cabeza debe cumplir con 12.6.

21.5 REQUISITOS PARA LAS VIGAS DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMAS RESISTENTES A FUERZAS LATERALES DE PÓRTICOS Y DUALES

21.5.1 Alcance

Los requisitos de 21.5 son aplicables a las vigas del sistema sismorresistente de los sistemas estructurales indicados en 21.2.5. Estos elementos también tienen que cumplir con lo dispuesto en 21.5.1 a 21.5.4.

- 21.5.1.1** La fuerza amplificada de compresión axial en el elemento, P_u , no debe exceder de $0,1 f'_c A_g$.
- 21.5.1.2** La luz libre del elemento l_n no debe ser menor que cuatro veces su peralte.
- 21.5.1.3** El ancho del elemento, b_w , no debe ser menor de 0,3 veces el peralte ni de 250 mm.
- 21.5.1.4** El ancho del elemento, b_w , no debe exceder el ancho del elemento de apoyo c2 (medido en un plano perpendicular al eje longitudinal del elemento en flexión) más una distancia a cada lado del elemento de apoyo que sea igual al menor de entre a) y b):
- El ancho del elemento de apoyo c2 y
 - 0.75 veces la dimensión total de apoyo c1

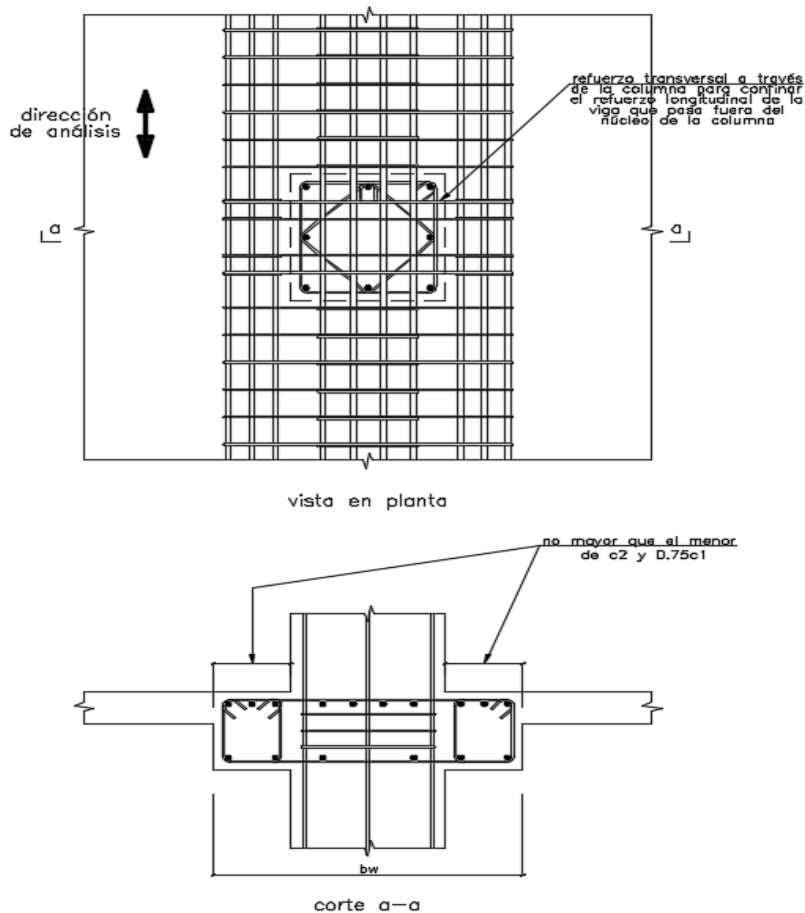


Fig. 21.5.1.4 Máximo ancho efectivo de una viga ancha

21.5.2 Refuerzo longitudinal en elementos en flexión

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de lo indicado en 10.3.5, considerando ϵ_t (la deformación del acero en tracción más alejado del borde comprimido) mayor o igual a 0.005, tampoco deberá exceder de 0,025.

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

21.5.2.3 Sólo se permiten empalmes por traslape del refuerzo de flexión cuando se proporcionan estribos de confinamiento o espirales en la toda longitud del empalme. El espaciamiento del refuerzo transversal que envuelve las barras traslapadas no debe exceder de $d/4$ ó 150 mm.

No deben emplearse empalmes por traslape:

- dentro de los nudos;
- en una distancia de dos veces el peralte del elemento medida desde la cara del nudo;
- donde el análisis indique fluencia por flexión del refuerzo causada por los desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

21.5.2.4 Los empalmes mecánicos deben cumplir con 21.3.4 y los empalmes soldados deben cumplir con 21.3.5.

21.5.2.5 Cuando se use preesforzado, adherido o no adherido, éste debe cumplir con:

- El promedio de preesfuerzo, f_{pc} , calculado para un área igual a la menor dimensión de la sección transversal del elemento multiplicado por la dimensión transversal perpendicular, no debe exceder al menor de 3.5 MPa y $0,1 f'_c$.

- b) El acero de preesforzado no debe contribuir con más de un cuarto de la resistencia a flexión positiva o negativa en la sección crítica de una región de articulación plástica y debe estar anclado en la cara externa del nudo o más allá de ella.
- c) Los anclajes de tendones de postensado no adheridos resistentes a las fuerzas inducidas por sismo deben ser capaces de permitir que los tendones resistan 50 ciclos de carga, que ocurran dentro del 40 y 85 por ciento de la resistencia a tracción especificada del acero de preesfuerzo.
- d) Para preesforzado adherido se utilizarán tendones con una deformación a la rotura mínima de 4.5%, cuando se esperen demandas en el rango inelástico.

21.5.3 Refuerzo transversal de confinamiento en elementos en flexión

21.5.3.1 Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones:

- a) En una longitud igual a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión;
- b) En longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos de la estructura.

21.5.3.2 Los estribos serán como mínimo de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b) y (c) :

- a) $d/4$,
- b) Seis veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas,
- c) 150 mm.

21.5.3.3 En las zonas de confinamiento, la distancia horizontal entre las barras de refuerzo por flexión más cercanas a las caras de tracción y compresión que están restringidas por las ramas verticales del refuerzo transversal (estribos cerrados y/o grapas suplementarias) no deberá exceder de 300 mm.

21.5.3.4 Fuera de las zonas de confinamiento, deben colocarse estribos cerrados con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante.

21.5.4 Requisitos de resistencia a cortante en elementos en flexión

21.5.4.1 Fuerzas de diseño.

La fuerza cortante de diseño, V_u , de los elementos en flexión, deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias probables en flexión ($M_{pr} = 1,25 M_n$) en los extremos de la luz libre del elemento en flexión con doble curvatura y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.

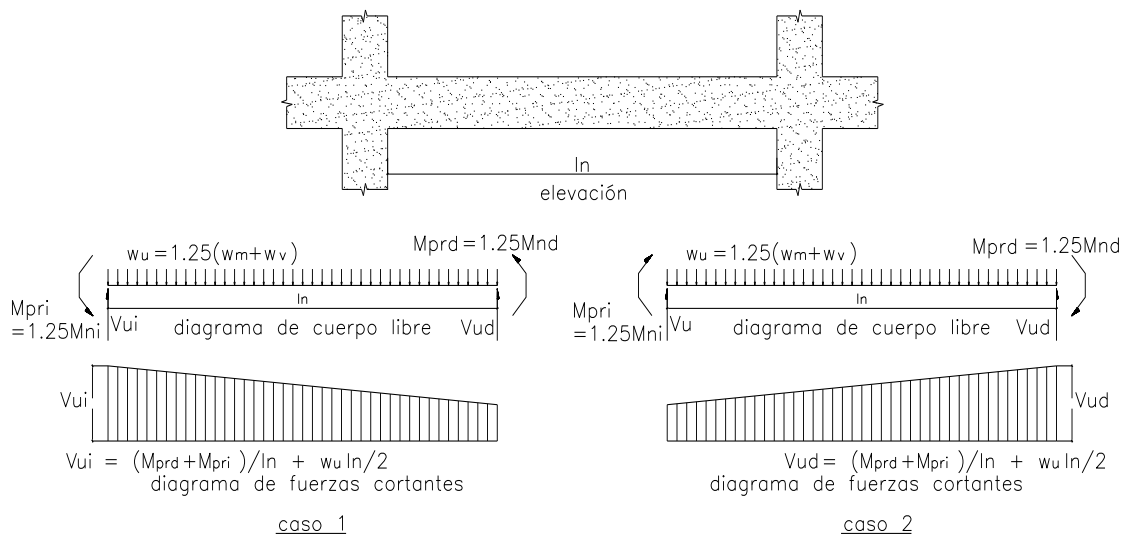


Fig. 21.5.4.1 Fuerza cortante de diseño en vigas

21.6 REQUISITOS PARA LAS COLUMNAS DE EDIFICIOS CON SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES DE PÓRTICOS Y DUALES

21.6.1 Alcance

Los requisitos de 21.6 son aplicables a las columnas del sistema sismorresistente de los edificios definidos en 21.2.5. Estos elementos también tienen que cumplir con lo dispuesto en 21.6.1.1 a 21.6.1.3.

- 21.6.1.1** La fuerza amplificada de compresión axial en el elemento, P_u , excede de $0,1 f'c Ag$.
- 21.6.1.2** La dimensión menor de la sección transversal, medida en cualquier línea recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm.
- 21.6.1.3** La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0,3.

21.6.2 Resistencia mínima a flexión de las columnas

- 21.6.2.1** La resistencia a la flexión de cualquier columna diseñada para resistir un carga axial P_u , que exceda de $0,1 f'c Ag$, debe satisfacer 21.6.2.2 ó 21.6.2.3.
- 21.6.2.2** Las resistencias a flexión de las columnas en las caras de los nudos deben satisfacer la ecuación (21-1)

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nv} \tag{21-1}$$

donde:

$\sum M_{nc}$ = suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial amplificada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

$\sum M_{nv}$ = suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debida al momento en la cara del nudo, debe suponerse que el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo definido en 8.11 contribuye a M_{nv} , siempre que el refuerzo de la losa esté adecuadamente anclado en la sección crítica para flexión.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de las columnas se opongan a los momentos de las vigas. Debe satisfacerse la ecuación (21-1) para momentos en las vigas actuando en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.

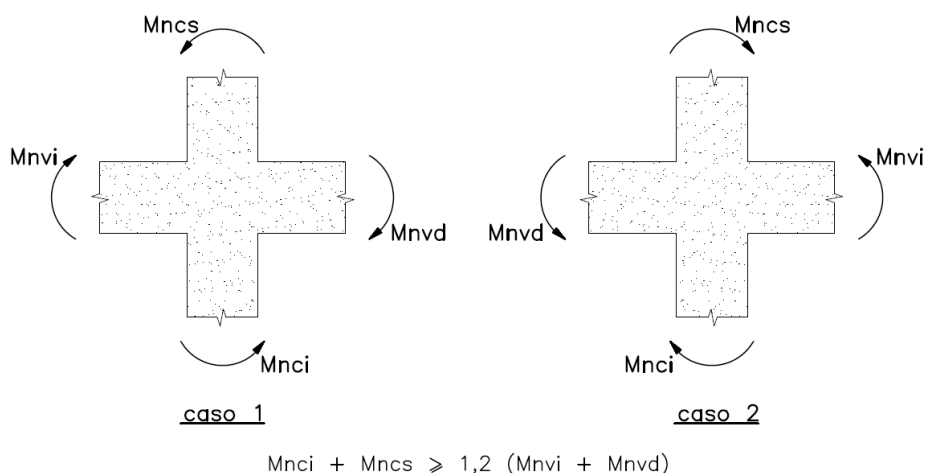


Fig. 21.6.2.2 Resistencia a flexión de las columnas en las caras de los nudos

- 21.6.2.3** Cuando 21.6.2.2 no se satisface en un nudo, las columnas que soportan las reacciones provenientes de dicho nudo deben reforzarse transversalmente como se especifica en 21.6.4, en toda su altura.

21.6.3 Refuerzo longitudinal en columnas

- 21.6.3.1** La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6% del área total de la sección transversal. Cuando la cuantía exceda de 4%, los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.
- 21.6.3.2** En columnas con estribos de confinamiento circulares, el número mínimo de barras longitudinales será de seis.
- 21.6.3.3** Los empalmes mecánicos deben cumplir 21.3.4. y los empalmes soldados deben cumplir 21.3.5. Los empalmes por traslape se permiten sólo dentro de la mitad central de la longitud del elemento y deben diseñarse como empalmes por traslape de tracción y deben estar rodeados por refuerzo transversal que cumpla 21.6.4.5 y 21.6.4.6.

21.6.4 Refuerzo transversal en columnas

- 21.6.4.1** El refuerzo transversal para cortante y confinamiento debe disponerse mediante espirales simples o entrelazadas, estribos cerrados de confinamiento circulares o estribos cerrados de confinamiento rectilíneos sencillos o múltiples. Se pueden usar grapas suplementarias del mismo diámetro de barra y con el mismo espaciamiento que los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo de las grapas suplementarias debe abrazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal.

Las columnas que se refuercen con espirales deben cumplir con 7.10.4 y 10.9.3 y cuando se usen estribos deberán cumplir con 7.10.5.3, 7.10.5.4.

- 21.6.4.2** Los estribos serán como mínimo de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

- 21.6.4.3** El refuerzo transversal, como se especifica en 21.6.4.4 a 21.6.4.6, debe suministrarse en una longitud L_o medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud L_o no debe ser menor que la mayor de (a), (b) y (c).

- La mayor dimensión de la sección del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión;
- Un sexto de la luz libre del elemento;
- 500 mm.

- 21.6.4.4** Debe proporcionarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en (a) hasta (d), a menos que en 21.6.3.3 ó 21.6.5 se exija mayor cantidad:

- La cuantía volumétrica de refuerzo en espiral o de estribos cerrados de confinamiento circulares, ρ_s , será:

- a1) Si $P_u \leq 0,3 f'_c A_g$ el mayor valor entre 21-2a y 21-2b

$$\rho_s = 0,45 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (21-2a)$$

$$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (21-2b)$$

- a2) Si $P_u > 0,3 f'_c A_g$, el mayor valor entre 21-2a, 21-2b y 21-2c

$$\rho_s = 0,35 \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \quad (21-2c)$$

- En columnas de núcleo rectangular, el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares y grapas suplementarias, A_{sh} , será:

- b1) Si $P_u \leq 0,3 f'_c A_g$ el mayor valor entre 21-3a y 21-3b

$$\frac{A_{sh}}{s bc} = 0,3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (21-3a)$$

$$\frac{Ash}{s bc} = 0,09 \frac{f'c}{fyt} \quad (21-3b)$$

b2) Si $Pu > 0,3 f'c Ag$, el mayor valor entre 21-3a, 21-3b y 21-3c

$$\frac{Ash}{s bc} = 0,2 kn \frac{Pu}{fyt Ach} \quad (21-3c)$$

En las fórmulas anteriores:

s es el espaciamiento del refuerzo de confinamiento, bc es la dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área Ash y esfuerzo de fluencia fyt medida al exterior del refuerzo de confinamiento. Ach es el área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

El factor de eficiencia del confinamiento se calcula mediante:

$$kn = \frac{nl}{nl - 2} \quad (21-3e)$$

Donde nl es el número de barras longitudinales, o paquetes de barras, alrededor del perímetro del núcleo de una columna con estribos cerrados de confinamiento que están soportadas lateralmente por una esquina del estribo cerrado de confinamiento o mediante grapas suplementarias.

- c) Cuando la resistencia de diseño del núcleo confinado de la sección transversal del elemento (excluyendo el recubrimiento) satisface todos los requisitos de las combinaciones de carga de diseño, incluyendo el efecto sísmico, no es necesario satisfacer las ecuaciones 21-2b, 21-2c, 21-3a, 21-3b y 21-3c.
- d) Si el espesor de concreto fuera del refuerzo transversal de confinamiento excede 100 mm, debe colocarse refuerzo transversal adicional con un espaciamiento no mayor a 300 mm. El recubrimiento de concreto sobre el refuerzo transversal adicional no debe exceder de 100 mm.

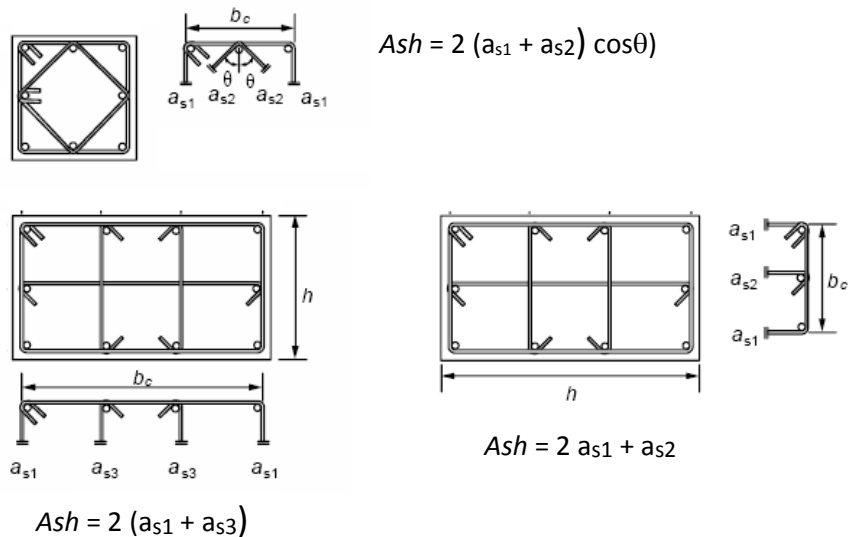


Fig. 21.6.4.4 Ejemplos de determinación de Ash

21.6.4.5 En la longitud Lo (definida en 21.6.4.3) la separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) y (b).

- a) Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal,
- b) 100 mm.

21.6.4.6 En toda la altura de la columna, la distancia, centro a centro, transversal al eje del elemento, entre las ramas de estribos cerrados múltiples o entre las grapas suplementarias, no deben exceder 350 mm medidos centro a centro.

21.7 REQUISITOS PARA LOS NUDOS DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES DE PÓRTICOS Y DUALES

21.7.1 Alcance

Los requisitos de 21.7, son aplicables a los nudos de los edificios cuyo sistema resistente a fuerzas laterales, sea el indicado en 21.2.5.

21.7.2 Requisitos generales

- 21.7.2.1** Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas, en la cara del nudo, deben determinarse suponiendo un esfuerzo en el acero de refuerzo por flexión de $1,25 f_y$.
- 21.7.2.2** Para evaluar la resistencia del nudo debe utilizarse el valor de $\phi = 0,85$.
- 21.7.2.3** El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse, en tracción, de acuerdo con 21.7.5 y en compresión de acuerdo con el Capítulo 12.
- 21.7.2.4** Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviesa una unión viga-columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de mayor diámetro de la viga, para concretos de peso normal. Para concretos livianos, la dimensión no debe ser menor que 26 veces el diámetro de la barra.

21.7.3 Refuerzo transversal en los nudos

- 21.7.3.1** Dentro del nudo deben colocarse estribos cerrados de confinamiento como refuerzo transversal, tal como lo especifica 21.6.4.1, 21.6.4.2, 21.6.4.4 a menos que dicho nudo esté confinado por elementos estructurales, como lo especifica 21.7.3.2.
- 21.7.3.2** Cuando existan elementos que llegan en los cuatro lados del nudo y el ancho de cada elemento mide por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, debe disponerse refuerzo transversal igual, por lo menos a la mitad de la cantidad requerida en 21.6.4.4, dentro del peralte del elemento de menor altura. En estos lugares, se permite que el espaciamiento especificado en 21.6.4.5 se incremente a 150 mm.
- 21.7.3.3** Cuando una viga que concurre al nudo sea de mayor ancho que la columna, debe disponerse refuerzo transversal, como lo especifica 21.5.3.2 y 21.5.3.3 (ver figura 21.5.1.4), a través del nudo para proporcionar confinamiento al refuerzo longitudinal de la viga que pasa fuera del núcleo de la columna, en la zona que no esté confinada por una viga perpendicular que concurre al nudo.

21.7.4 Resistencia al cortante de los nudos

- 21.7.4.1** La resistencia V_n en el nudo no debe ser mayor que las fuerzas especificadas a continuación, para concreto de peso normal:

Para nudos confinados en las cuatro caras:..... $1,7 \sqrt{f_c} A_j$

Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas:..... $1,2 \sqrt{f_c} A_j$

Para otros casos..... $1,0 \sqrt{f_c} A_j$

Se considera que un elemento (viga) proporciona confinamiento al nudo si al menos las tres cuartas partes de la cara lateral del nudo está cubierta por el elemento que llega al nudo. Se permite considerar como adecuadas para confinar la cara del nudo a las porciones de las vigas que sobresalen al menos una longitud igual a la altura total de la viga hacia afuera de la cara del nudo. Las extensiones de las vigas que sobresalen deben cumplir con 21.5.1.3, 21.5.2.1, 21.5.3.2.

A_j es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo en la dirección de análisis, calculada como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. La profundidad del nudo es la dimensión total de la columna en la dirección de análisis. El ancho efectivo del nudo es el ancho total de la columna, excepto que cuando la viga llega a una columna más ancha que ésta, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de (a) y (b):

- el ancho de la viga más la profundidad del nudo. Si el ancho difiere a ambos lados de la columna, se utilizará el promedio de ellos.
- dos veces la distancia del eje longitudinal de la viga al borde más cercano de la columna.

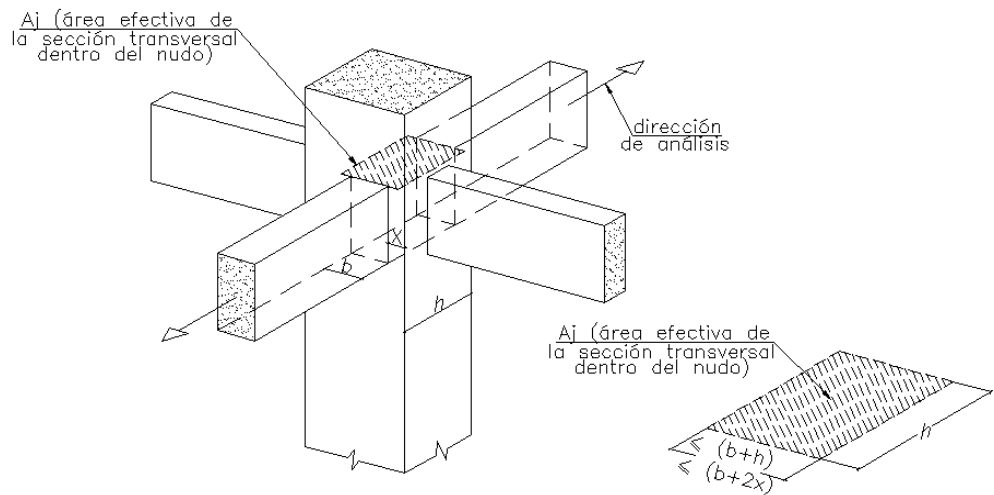
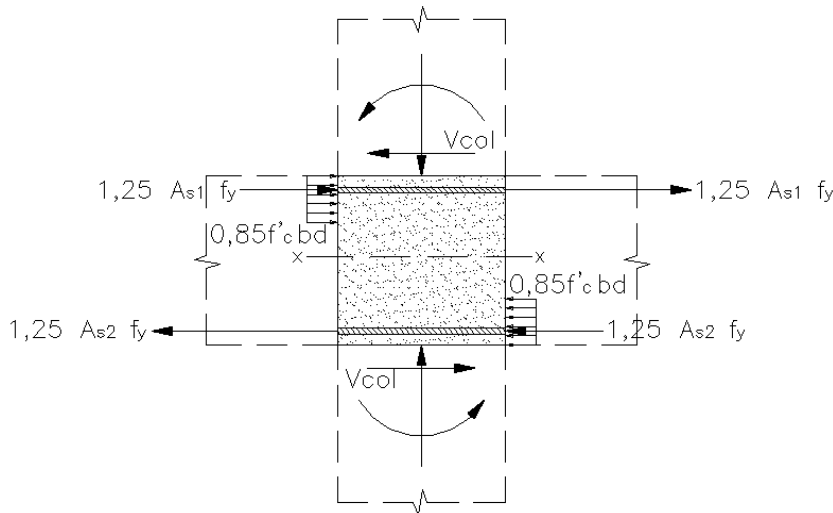


Fig. 21.7.4.1 Área efectiva en el nudo

- 21.7.4.2 Para concreto con agregado liviano, la resistencia nominal al cortante del nudo no debe exceder de las tres cuartas partes de los límites señalados en 21.7.4.1.
- 21.7.4.3 El cortante en el nudo, V_u , se calculará por equilibrio de las fuerzas horizontales que concurren al nudo, como se indica en la figura 21.7.4.3.



$$V_u \text{ en el plano } xx = 1,25 f_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}$$

Fig. 21.7.4.3 Fuerzas para el cálculo del cortante en el nudo

21.7.5 Longitud de desarrollo de barras en tracción

- 21.7.5.1 La longitud de desarrollo, l_{dg} , para una barra con gancho estándar de 90° se determinará de acuerdo a 12.5. El gancho de 90° debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde, con el gancho doblado dentro del nudo. Para concreto de peso normal, l_{dg} no debe ser menor que $8 db$ ni 150 mm y para concreto liviano no debe ser menor que $10 db$ ni 190 mm .
- 21.7.5.2 La longitud de desarrollo para barras rectas, l_d , se determinará de acuerdo a 12.2 y 12.3. Las barras rectas que terminan en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o elemento de borde. Cualquier porción de l_d fuera del núcleo confinado debe incrementarse mediante un factor de 1,6.
- 21.7.5.3 La longitud de desarrollo en tracción de las barras corrugadas con cabeza debe cumplir con 12.6.

21.8 REQUISITOS PARA ESTRUCTURAS CON LOSAS PLANAS SIN VIGAS

21.8.1 Las losas planas son aquellas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas. Pueden ser macizas o nervadas.

Los requisitos de esta sección se aplican al diseño de edificios de losas planas sin vigas existan o no ábacos y/o capiteles. También se aplicarán a los edificios estructurados fundamentalmente con "vigas chatas" (vigas del mismo espesor de la losa) en las dos direcciones sobre las que se apoyan losas macizas o nervadas armadas en uno o dos sentidos.

En las zonas sísmicas 2, 3 y 4 definidas en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, no están permitidos los edificios estructurados fundamentalmente a base de pórticos con losas planas sin vigas, en estas zonas deberán utilizarse muros estructurales de acuerdo a 21.8.2 a).

21.8.2 El empleo de este sistema estructural estará limitado a:

- a) En ambas direcciones principales deberán existir muros de corte capaces de absorber como mínimo el 80% del cortante sísmico de cada entrepiso. Los muros deberán estar distribuidos en planta de tal manera que el diafragma de piso sea capaz de transferir las fuerzas sísmicas. Deberá verificarse la hipótesis de diafragma rígido y preparar el diafragma para lograr la resistencia y rigidez necesarias.
- b) En ningún entrepiso la deriva inelástica máxima, calculada con la NTE E.030, deberá exceder de 0,005.
- c) Deberán existir vigas peraltadas de borde en todo el perímetro del edificio conectando a las columnas. Las vigas de borde deben cumplir con los requisitos de 21.4.
- d) Las columnas deben cumplir con los requisitos de 21.4.
- e) Cuando se utilicen losas nervadas estas contarán con una zona maciza adyacente a cada columna de por lo menos 2,5 veces el espesor de la losa medidas desde la cara de la columna o el borde del capitel. Asimismo, las losas nervadas, contarán con zonas macizas de por lo menos 2,5 veces el espesor de la losa adyacente a los muros o placas, medidas desde la cara del muro, las cuales deberán ser más amplias si así lo exige la transmisión de las fuerzas sísmicas entre losa y muro.
- f) Cuando se utilicen losas nervadas, en la zona superior de estas habrá una losa maciza de espesor no menor de 50 mm, monolítica con las nervaduras y que sea parte integral de la losa.
- g) Para el análisis sísmico (lineal elástico) al evaluar la rigidez de los pórticos, se supondrá una viga de ancho efectivo igual al ancho de la columna más 1,5 veces el espesor de la losa a cada lado de la columna o del capitel o del ábaco, centrada con respecto al eje de la columna.
- h) En las secciones críticas definidas en 11.12.1.2 el cortante en dos direcciones proveniente de las cargas de gravedad amplificadas no debe exceder de $0.5\phi V_c$, donde V_c debe ser calculado como se define en 11.12.2.1 ó 11.12.2.2.
- i) Las conexiones losa-columna deben satisfacer los requisitos para resistencia a momento y cortante de los Capítulos 11 y 13 bajo las combinaciones de carga que incluyan los efectos de las cargas sísmicas.

21.9 MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO

21.9.1 Alcance

Las disposiciones de 21.9 se aplican a los muros estructurales (placas) de concreto reforzado cuya función principal sea la de resistir fuerzas horizontales en su plano originadas por la acción de los sismos. Las disposiciones se aplican a los edificios de todos los sistemas estructurales definidos en 21.1.

21.9.2 Fuerzas de diseño

Los muros estructurales deben ser diseñados para la acción simultánea de las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores provenientes del análisis.

21.9.3 Espesores Mínimos

21.9.3.1 El espesor de los muros estructurales será dimensionado considerando la posibilidad de pandeo lateral por flexión de los bordes del muro, salvo que se suministre arriostre lateral en los bordes mediante aletas.

- 21.9.3.2** El espesor del alma de los muros estructurales no deberá ser menor de 1/20 de la altura libre entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor de 150 mm, salvo para los sistemas estructurales de muros de ductilidad limitada, para los cuales el espesor mínimo del alma no deberá ser menor 1/25 de la altura libre entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor de 100 mm.
- 21.9.3.3** El diseño de las mezclas de concreto para los muros de espesores reducidos, deberá tomar en cuenta las condiciones de trabajabilidad para lograr un concreto homogéneo sin segregación ni cangrejas.
- 21.9.3.4** Cuando el muro estructural se convierta en un muro exterior de contención en los sótanos, el espesor mínimo en los sótanos será de 200 mm. El muro deberá diseñarse considerando además las acciones perpendiculares a su plano.
- 21.9.3.5** Cuando el muro reciba carga concentradas provenientes por ejemplo de vigas perpendiculares al plano del muro, deberá investigarse si el espesor es adecuado para la acción de las cargas axiales y de los momentos perpendiculares al plano del muro. La longitud horizontal del muro considerada como efectiva para cada carga concentrada no debe exceder la distancia centro a centro entre las cargas ni del ancho de apoyo más dos veces el espesor del muro a cada lado, a no ser que se demuestre mediante un análisis detallado la contribución de una longitud mayor.. Estas zonas deberán diseñarse como columnas atendiendo los requerimientos del Capítulo 10.

21.9.4 Refuerzo distribuido vertical y horizontal

- 21.9.4.1** Las cuantías mínimas de refuerzo distribuido en el alma, horizontal y vertical, así como los espaciamientos máximos de este refuerzo son los definidos en 11.10.
- 21.9.4.2** El refuerzo que contribuye a la resistencia en cortante en el plano del muro debe ser continuo y debe estar distribuido a través del plano de cortante. El espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe exceder de tres veces el espesor del muro ni de 400 mm.
- 21.9.4.3** En un muro deben emplearse cuando menos dos capas de refuerzo cuando:
- El espesor del muro sea mayor o igual de 200 mm.
 - O cuando la fuerza cortante V_u exceda $0,17 A_c w \sqrt{f'_c}$
- 21.9.4.4** El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda de 0,01.
- 21.9.4.5** El refuerzo en muros estructurales debe estar anclado o empalmado para desarrollar su fluencia en tracción, de acuerdo con el Capítulo 12, excepto que:
- El peralte efectivo del elemento (d) mencionado en 12.11.3 puede considerarse como $0,8 \ell_m$.
 - Los requisitos de 12.12, 12.13 y 12.14 pueden ser obviados.
 - En las zonas donde es probable que se produzca la fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales, las longitudes de desarrollo del refuerzo longitudinal debe ser 1,25 veces los valores calculados para f_y en tracción.
 - Los empalmes mecánicos del refuerzo deben cumplir con 21.3.4 y los empalmes soldados de refuerzo deben cumplir con 21.3.5.

21.9.5 Resistencia al cortante en el plano del muro

- 21.9.5.1** La resistencia al corte V_n de muros estructurales se determinará de acuerdo a 11.10.
- 21.9.5.2** En 11.10.5 el valor de la relación h_m/ℓ_m empleada para calcular V_c para los segmentos verticales de un muro con aberturas, debe ser la mayor entre la relación para todo el muro y la del segmento del muro considerado.
- 21.9.5.3** Cuando la fuerza cortante en un nivel dado de un muro es resistida por varios segmentos verticales de un muro con aberturas, la resistencia V_n no debe tomarse mayor que $0,66 A_c \sqrt{f'_c}$ donde A_c es el total del área del alma disponible de todos los segmentos verticales del muro. Para cualquiera de los segmentos verticales, la resistencia V_n no debe tomarse mayor que $0,83 A_{cw} \sqrt{f'_c}$ donde A_{cw} es el área de la sección transversal de concreto (área del alma) del segmento vertical del muro considerado.

21.9.5.4 Los muros deben tener refuerzo por cortante distribuido que proporcione resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si h_m/ℓ_m no excede de 2,0 la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal.

21.9.5.5 En todas las zonas de los muros o segmentos de muro donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el cortante de diseño V_u deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro o segmento de muro mediante:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) \quad (21-5)$$

Donde V_{ua} y M_{ua} son el cortante y el momento amplificados provenientes del análisis y M_n es el momento nominal resistente del muro, calculado con los aceros realmente colocados, asociado a la carga P_u .

No es necesario considerar el cociente M_n/M_{ua} mayor de 0,5 R_0 , donde R_0 es el coeficiente básico de reducción de fuerza sísmica especificado en la NTE E.030, utilizado en la determinación las fuerzas laterales.

Esta disposición podrá limitarse a una altura del muro medida desde la base equivalente a la longitud del muro ℓ_m , $\frac{M_u}{4 V_u}$ ó la altura de los dos primeros pisos, la que sea mayor.

21.9.6 Diseño a flexión y carga axial

21.9.6.1 La resistencia a flexocompresión de los muros estructurales y partes de dichos muros sometidos a una combinación de carga axial y flexión debe determinarse de acuerdo a los requerimientos de 10.2 y 10.3, excepto que no se deben aplicar los requerimientos de deformación no lineal de 10.2.2. En la determinación de la resistencia, a partir de un análisis de compatibilidad de deformaciones, se debe incluir todo el refuerzo longitudinal colocado dentro de un ancho efectivo de las alas (si existen) en los extremos y el alma del muro. Todo el refuerzo tomado en cuenta en el cálculo de la resistencia deberá estar anclado.

21.9.6.2 Si el muro posee aberturas, se deberá considerar su influencia en la resistencia a flexión y cortante.

21.9.6.3 En muros con alas, el ancho efectivo del ala tanto en compresión como en tracción, debe extenderse desde la cara del alma una distancia igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 10% de la altura total del muro. Este requisito se puede modificar si realiza un análisis más detallado.

21.9.6.4 El acero de refuerzo que se concentre en los extremos del muro (elementos de borde) debe cumplir con 21.3.3.

21.9.6.5 Deberá proveerse del refuerzo longitudinal necesario para garantizar una resistencia de diseño a flexocompresión del muro por lo menos igual al momento de agrietamiento de la sección. El momento de agrietamiento de la sección se calculará asumiendo comportamiento lineal elástico con las propiedades de la sección bruta de concreto del muro e incluyendo el efecto de la carga axial P_u .

Esta disposición podrá limitarse a las secciones de muro en las cuales el esfuerzo en la fibra extrema en tracción, ocasionado por la acción conjunta de P_u y M_u , exceda de $0,63 \sqrt{f'_c}$.

21.9.7 Elementos de borde en muros estructurales de concreto reforzado

21.9.7.1 La necesidad de usar elementos de borde confinados en los extremos de muros estructurales debe evaluarse de acuerdo con 21.9.7.4. Deben satisfacerse también los requisitos de 21.9.7.6 y 21.9.7.7.

21.9.7.2 Cuando se utilicen elementos de borde confinados, el espesor mínimo de éstos no deberá ser menor de 1/16 de la altura libre entre elementos que proporcionen apoyo lateral ni menor de 150 mm.

21.9.7.3 El recubrimiento del acero de refuerzo en los elementos de borde será como mínimo 25 mm pero no menor que el diámetro de la barra longitudinal más gruesa. En los casos de elementos en contacto con el terreno se deberá incrementar el espesor del muro hasta obtener el

recubrimiento indicado en 7.7.1. Si existe agresividad del suelo el recubrimiento deberá ser compatible a las condiciones de exposición al suelo.

21.9.7.4

Este acápite se aplica a los muros que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta su parte superior y son diseñados para tener una única sección crítica para flexión y carga axial. Los muros que no satisfagan estos requisitos deben ser diseñados usando 21.9.7.5.

- a) Los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$c \geq \frac{\ell_m}{600 (\delta u / h_m)} \quad (21-6)$$

ℓ_m es la longitud del muro en el plano horizontal y h_m la altura total del mismo. δu es el desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro correspondiente a h_m y debe ser calculado de acuerdo a la Norma E.030.

El valor de c en la ecuación (21-6) corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial amplificada y la resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño δu . El cociente $\delta u / h_m$ en la ecuación (21-6) no debe tomarse menor que 0,005.

Para muros con alas, el cálculo de la profundidad del eje neutro debe incluir el ancho de ala efectivo como se define en 21.9.6.3. Deberá utilizarse el mayor valor de c que se obtenga de considerar compresión en cada extremo del muro.

- b) Donde se requieran elementos confinados de borde, el refuerzo del mismo debe extenderse verticalmente a ambos lados de la sección crítica (salvo en la cimentación) a una distancia no menor que el mayor valor entre ℓ_m y $\frac{M_u}{4 V_u}$.

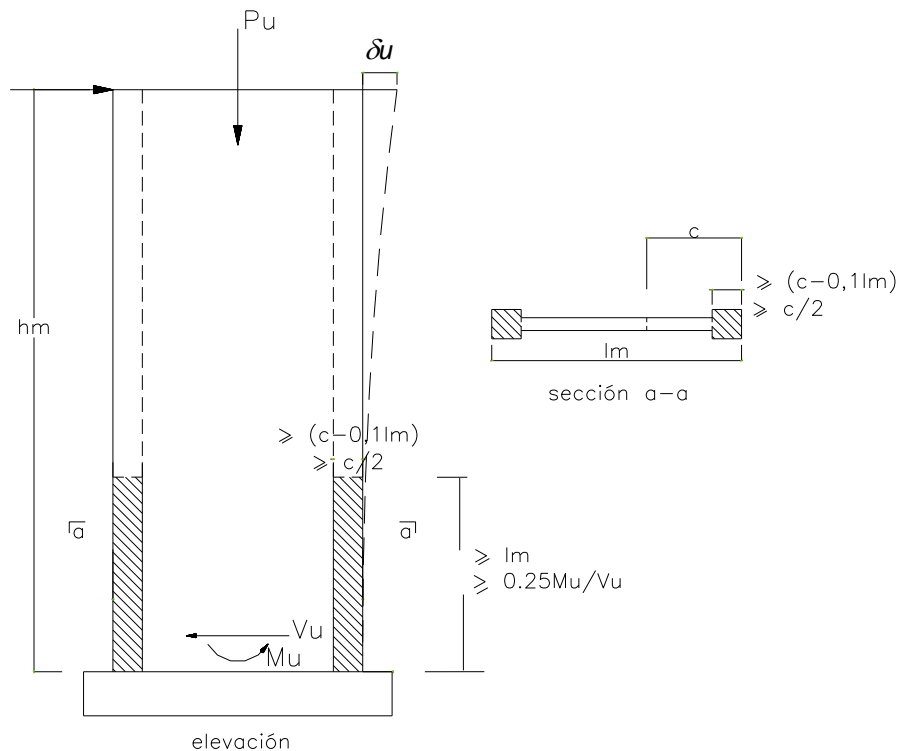


Fig. 21.9.7.4 Elementos confinados de borde en muros.

21.9.7.5

Los muros estructurales que no sean diseñados de acuerdo con las disposiciones de 21.9.7.4 deben tener elementos confinados en los bordes y alrededor de las aberturas cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas amplificadas incluyendo los efectos sísmicos, sobrepase de $0,2 f'c$. Los elementos de borde especiales pueden ser discontinuados donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0,15 f'c$.

Los esfuerzos deben calcularse para las fuerzas amplificadas usando un modelo lineal elástico y las propiedades de la sección bruta. Para muros con alas, debe usarse un ancho de ala efectivo como se define en 21.9.6.3.

21.9.7.6 En donde se requieran elementos de borde confinados de acuerdo con 21.9.7.4 ó 21.9.7.5 se debe cumplir con las siguientes condiciones:

- a) El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre $(c - 0,1 \ell m)$ y $c/2$, donde c corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial amplificadas y la resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño δu .
- b) El ancho de la zona en compresión por flexión, b , dentro de la distancia horizontal calculada en 21.9.7.6 a), incluyendo el ala, si existe, debe ser al menos $1/16$ de la altura libre entre elementos que le proporcionen apoyo lateral al borde comprimido del muro.
- c) En las secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender por lo menos 300 mm dentro del alma.
- d) El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con los requisitos especificados en 21.6.4.1 y 21.6.4.6.
- e) Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.
- f) El espaciamiento no debe exceder al menor entre los siguientes valores:
 - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
 - 250 mm.
- g) El refuerzo transversal de los elementos de borde en la base del muro debe extenderse dentro del apoyo en por lo menos en la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal de mayor diámetro de los elementos de borde.
- h) El refuerzo horizontal en el alma del muro debe estar anclado para desarrollar f_y , dentro del núcleo confinado del elemento de borde. El refuerzo horizontal que termine en los bordes de muros estructurales debe tener un gancho estándar que enganche el refuerzo de borde.

21.9.7.7 Cuando no se requieren elementos de borde confinados de acuerdo con lo indicado en 21.9.7.4 ó 21.9.7.5, y se concentre refuerzo vertical en los bordes del muro, se debe cumplir con (a) y (b):

- a) El refuerzo transversal en los elementos de borde debe cumplir con lo indicado en 21.6.4.1, 21.6.4.6 y 21.9.7.6 e). El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de:
 - 10 veces el diámetro de las barras longitudinales.
 - la menor dimensión transversal del elemento de borde en compresión.
 - 250 mm.
- b) El refuerzo horizontal que termine en los bordes de muros estructurales sin elementos de borde confinados debe tener un gancho estándar que enganche el refuerzo de borde.

21.9.8 Juntas de construcción

Todas las juntas de construcción en los muros estructurales deben cumplir con lo indicado en 6.4. El refuerzo vertical distribuido en el alma del muro debe asegurar una adecuada resistencia al corte por fricción en todas las juntas. La resistencia a corte por fricción se calculará con:

$$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v f_y) \quad \phi = 0,85 \quad (21-7)$$

La fuerza normal (N_u) se calculará con la combinación $0,9 CM \pm CS$. El coeficiente de fricción (μ) debe ajustarse a lo indicado en 11.7.4.3 indicando claramente en los planos el detalle de la junta y su tratamiento. La resistencia a corte por fricción deberá ser mayor al cortante V_u , calculado de acuerdo a 21.9.5.5.

21.9.9 Vigas de acoplamiento entre placas

- 21.9.9.1** Las vigas de acoplamiento con una relación de aspecto $(l_n/h) \geq 4$ deben cumplir con todos los requisitos indicados en 21.5. No se requiere cumplir con los requisitos de 21.5.1.3 y 21.5.1.4 si se demuestra mediante análisis que la viga tiene una estabilidad lateral y resistencia adecuadas.
- 21.9.9.2** Las vigas de acople con una relación de aspecto $(l_n/h) < 2$ y con una fuerza cortante V_u que exceda de $0,33 A_{cw} \sqrt{f'_c}$, deben reforzarse con dos grupos de barras que se crucen diagonalmente, colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz, a menos que se pueda demostrar que la eventual pérdida de rigidez y resistencia de las vigas de acople no debilitaría la capacidad de la estructura para soportar carga vertical, o la posibilidad de evacuación de la estructura, o la integridad de los elementos no estructurales y sus conexiones con la estructura.
- 21.9.9.3** Las vigas de acoplamiento con una relación de aspecto $2 \leq (l_n/h) \leq 4$ pueden reforzarse con dos grupos de barras que se crucen diagonalmente, colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz como se indica en 21.9.9.5 o de lo contrario deben cumplir con los requisitos indicados en 21.5.1.3, 21.5.2, 21.5.3 y 21.5.4.
- 21.9.9.4** Para cualquier relación de aspecto, V_n no debe suponerse mayor que $0,83 A_{cw} \sqrt{f'_c}$ donde A_{cw} representa el área de la sección transversal de concreto de la viga de acople (área del alma).
- 21.9.9.5** Las vigas de acople reforzadas con dos grupos de barras que se crucen diagonalmente colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz deben cumplir con (a) a (d):
- a) V_n , se debe determinar mediante:

$$V_n = 2 A_{vd} f_y \sin \alpha \leq 0,83 A_{cw} \sqrt{f'_c} \quad (21-8)$$

donde α es el ángulo entre las barras colocadas diagonalmente y el eje longitudinal de la viga de acoplamiento y A_{vd} es el área total en cada grupo de barras colocadas diagonalmente.

- b) Cada grupo de barras colocado diagonalmente debe consistir en un mínimo de cuatro barras colocadas en dos o más capas. Las barras colocadas diagonalmente deben tener anclajes en tracción en el muro capaces de desarrollar $1,25 f_y$;
- c) Cada grupo de barras colocadas diagonalmente debe estar confinado por estribos cerrados o espirales en un núcleo con lados medidos al exterior del refuerzo transversal no menor de $0,5 b_w$ en la dirección paralela al ancho de la viga y de $0,2 b_w$ en la otra dirección. El espaciamiento del refuerzo transversal no deberá exceder de seis veces el diámetro de las barras diagonales. Adicionalmente se debe proveer, en el perímetro de la viga, de refuerzo paralelo y transversal al eje longitudinal de la viga con una cuantía mínima en cada dirección de $0,0025$ y con un espaciamiento que no exceda de 250 mm.

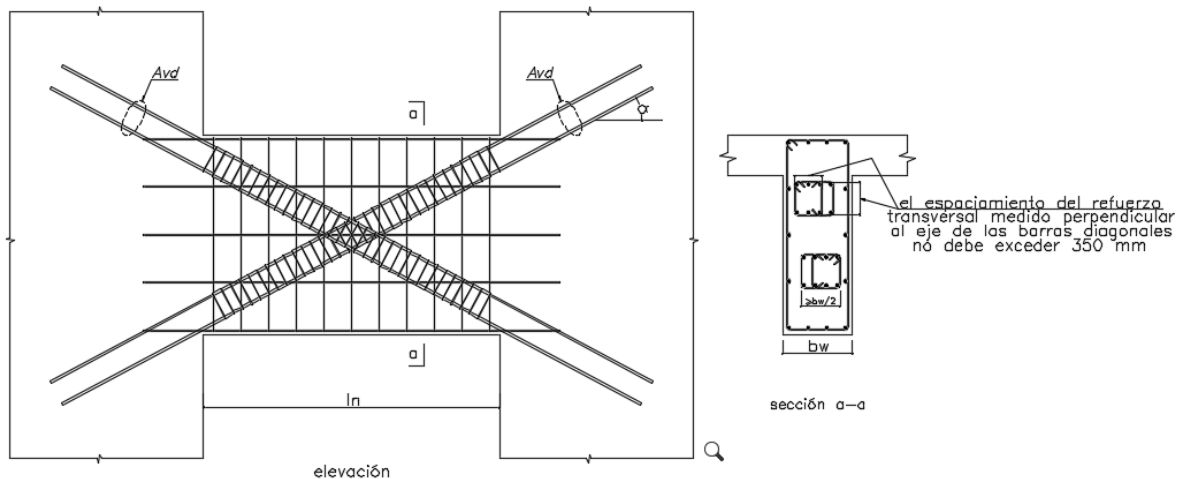


Fig. 21.9.9.5 i Refuerzo de vigas de acople

- d) Alternativamente al armado especificado en c), podrá proveerse refuerzo transversal de confinamiento en toda la longitud de la viga que satisfaga lo dispuesto en 21.6.4.1 y 21.6.4.4 con un espaciamiento que no exceda de seis veces el diámetro de las barras diagonales ni de 150 mm y con estribos o grapas suplementarias espaciados a no más de 200 mm tanto horizontal como verticalmente. Adicionalmente se debe proveer refuerzo distribuido paralelo al eje longitudinal de la viga con una cuantía mínima de 0,0025 con un espaciamiento que no exceda de 200 mm y un diámetro mínimo de 1/2".

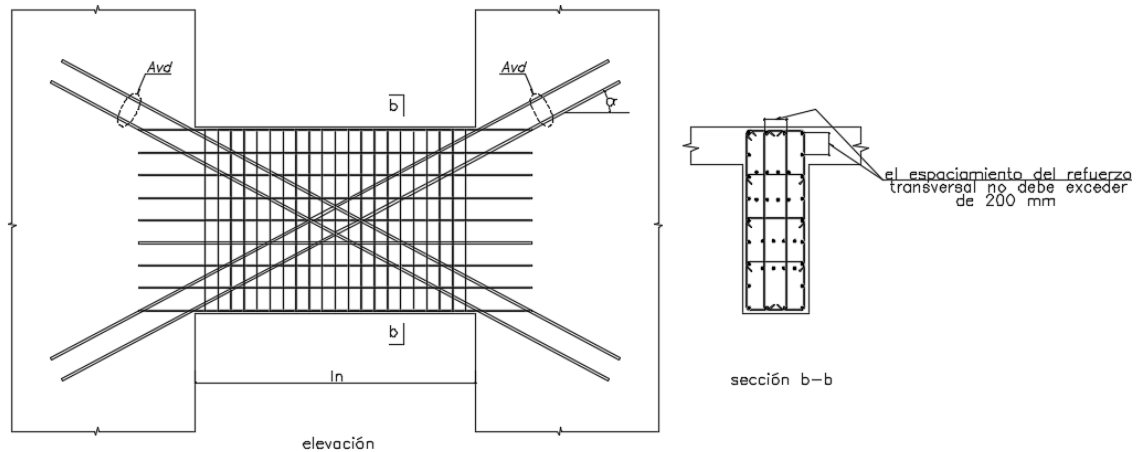


Fig. 21.9.9.5 ii Refuerzo alternativo de vigas de acople

21.10 EDIFICACIONES CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

21.10.1 Materiales

Se aplicará lo dispuesto en 21.3.2, 21.3.3, 21.3.4 y 21.3.5 con las siguientes salvedades:

- La resistencia a la compresión del concreto será como mínimo de 17 Mpa, salvo en los sistemas de transferencia, si los hubiera, donde deberá usarse como mínimo 28 Mpa.
- En los muros se podrán usar mallas electrosoldadas de alambres corrugados como refuerzo repartido que cumplan con lo dispuesto en 3.5.3.6.

21.10.2 Diseño de Muros

21.10.2.1 Las fuerzas de diseño y los espesores mínimos de los muros se ajustarán a lo dispuesto en 21.9.2 y 21.9.3.

21.10.2.2 El refuerzo distribuido horizontal y vertical se ajustará a lo dispuesto en 21.9.4 con las siguientes salvedades:

- Se podrá usar malla electrosoldada como refuerzo repartido de los muros en edificios de hasta tres pisos y, en el caso de mayor número de pisos, se podrá usar mallas sólo en los pisos superiores, se deberá usar acero que cumpla con 21.3.3 en el tercio inferior de la altura.
- El requisito de 21.9.4.3.b podrá obviarse.

21.10.2.3 Si se usa malla electrosoldada como refuerzo de los muros, deberá emplearse para el diseño, como esfuerzo de fluencia, el valor máximo de $f_y = 420$ Mpa.

21.10.2.4 En todos los casos el refuerzo concentrado en los extremos de los muros deberá cumplir con 21.3.3.

21.10.2.5 La resistencia al cortante en el plano del muro se calculará de acuerdo a 21.9.5.

21.10.2.6 El diseño a flexión y carga axial se ajustará a lo dispuesto 21.9.6.

21.10.2.7 Los elementos de borde cumplirán con lo dispuesto en 21.9.7, salvo lo dispuesto en 21.9.7.7.

21.10.2.8 Cuando no se requieren elementos de borde de acuerdo con lo indicado en 21.9.7.4 ó 21.9.7.5, y se concentre refuerzo vertical en los bordes del muro, el refuerzo concentrado deberá espaciarse de tal manera que su cuantía no exceda del 1% medida en el área en la cual se distribuye. En la Figura 21.10.2.8 se indica la manera de calcular la cuantía del acero concentrado en los extremos.

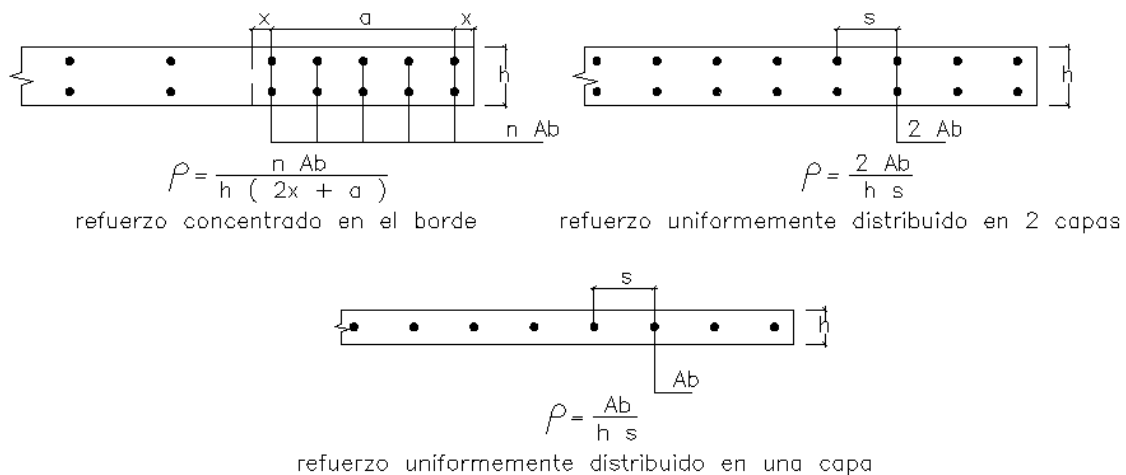


Fig. 21.10.2.8 Cuantía de acero en bordes no confinados

- 21.10.2.9** Las juntas de construcción en los muros cumplirán con lo dispuesto en 21.9.8.
- 21.10.2.10** El refuerzo vertical de los muros deberá estar adecuadamente anclado, en la cimentación (o en losa de transferencia), para poder desarrollar su máxima resistencia a tracción, mediante anclajes rectos o con gancho estándar de 90°. Las longitudes correspondientes a ambos casos deberán estar de acuerdo a lo señalado en el Capítulo 12.
- 21.10.2.11** Cuando excepcionalmente se decida empalmar por traslape todo el acero vertical de los muros de un piso en una misma sección, la longitud de empalme deberá ser como mínimo dos veces la longitud de desarrollo.
- 21.10.3 Vigas de acoplamiento entre muros**
- 25.7.6.1** El cociente (l_n / h) para las vigas de acoplamiento entre muros deberá ser mayor de 2 y el ancho mínimo será de 150 mm.
- 26.7.6.1** Para cualquier relación de aspecto (l_n / h) , V_n no debe suponerse mayor que $0,83 A_{cw} \sqrt{f'_c}$ donde A_{cw} representa el área de la sección transversal de concreto de la viga de acople (área del alma).
- 27.7.6.1** El armado se hará de acuerdo a 21.4.4.
- 21.10.4 Sistema de Transferencia**
- 25.7.6.1** Las limitaciones de los Sistemas de Transferencia son las indicadas en la NTE E.030.
- 26.7.6.1** Para el diseño del Sistema de Transferencia (parrilla, losa y elementos verticales de soporte) se calculará, para todos los muros que descansan en el nivel de transferencia, las resistencias nominales a flexión (M_n) asociadas a cada valor de la carga axial, P_u . Los valores de M_n y P_u se amplificarán por 1,2 y se usarán en las combinaciones de diseño usuales en las que se incluirán además las cargas de gravedad directamente aplicadas en el nivel de transferencia.
- 21.10.5 Diseño de la Cimentación**
- Para el diseño de la cimentación, además de lo dispuesto en 21.12 deberá cumplirse:
- Cuando se decida emplear plateas superficiales de cimentación sobre rellenos controlados, se deberá especificar en los planos del proyecto la capacidad portante del relleno en la superficie de contacto con la platea, así como sus características (material a utilizar, densidad mínima, profundidad, espesor).
 - En los bordes de las plateas se deberán colocar vigas (uñas o dientes) con una profundidad mínima por debajo de la losa o del nivel exterior, el que sea más bajo, de 600 mm o dos veces el espesor de la losa, el que sea mayor.
 - Las vigas (uñas o dientes) interiores de las plateas deberán tener una profundidad mínima por debajo de la losa de dos veces el espesor de la losa.
 - El ancho de las vigas, tanto las de borde como las interiores, no deberá ser menor que el espesor de la losa ni de 250 mm.

21.11 DIAFRAGMAS ESTRUCTURALES

21.11.1 Alcance

Las losas de piso que actúen como diafragmas estructurales para transmitir las acciones inducidas por los movimientos sísmicos deben diseñarse de acuerdo con lo indicado en este numeral. Esta sección también se aplica a los puntales, tirantes, cuerdas y elementos colectores que transmiten fuerzas inducidas por los sismos.

Los diafragmas y sus conexiones deben diseñarse para que sean capaces de transferir todas las fuerzas sísmicas de diseño a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica.

Las fuerzas de diseño sísmico para diafragmas estructurales se deben obtener de la NTE E.030 y de acuerdo con las combinaciones de cargas de diseño aplicables.

21.11.2 Losa compuesta con sobrelosa vaciada en sitio.

Se permite el uso como diafragma de una losa compuesta conformada por una sobrelosa vaciada en sitio sobre elementos de piso prefabricados siempre que la sobrelosa se refuerce y sus conexiones estén diseñadas y detalladas para proporcionar una transferencia completa de fuerzas al sistema de resistente a las fuerzas laterales. La superficie del concreto previamente endurecido sobre la cual se coloca la sobrelosa debe estar limpia, libre de lechada y debe hacerse intencionalmente rugosa.

21.11.3 Losa no compuesta con sobrelosa vaciada en sitio.

Se permite el uso como diafragma de una sobrelosa no compuesta vaciada en sitio sobre elementos de piso prefabricados sirva como un diafragma estructural siempre que la sobrelosa vaciada en sitio por sí misma esté diseñada y detallada para resistir en su plano las fuerzas sísmicas de diseño. La superficie del concreto previamente endurecido sobre la cual se coloca la sobrelosa debe estar limpia, libre de lechada y debe hacerse intencionalmente rugosa.

21.11.4 Espesor mínimo de los diafragmas

Las losas de concreto y las losas compuestas que sirven como diafragmas estructurales usadas para transmitir fuerzas sísmicas deben tener un espesor mínimo de 50 mm.

Las sobrelosas colocadas sobre elementos de piso prefabricados, que actúan como diafragmas estructurales y que no dependen de la acción compuesta con los elementos prefabricados para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, deben tener un espesor no menor que 65 mm.

21.11.5 Refuerzo de los Diafragmas

21.11.5.1 La cuantía mínima de refuerzo para los diafragmas estructurales debe ser la especificada en 9.7. En los sistemas de piso y cubierta no preesforzados el espaciamiento del refuerzo en ambos sentidos no debe exceder de lo indicado en 9.7.3. El refuerzo debe cumplir con 21.3.3.1.

Cuando se usa refuerzo electro soldado de alambre corrugado como refuerzo distribuido para resistir el cortante en las sobrelosas colocadas sobre elementos de piso prefabricados, los alambres paralelos a la dirección de los elementos prefabricados deben estar espaciados a no menos de 250 mm.

El refuerzo provisto para la resistencia de cortante debe ser continuo y distribuido uniformemente a través del plano de cortante y debe estar adecuadamente anclado en los elementos de borde.

21.11.5.2 Los tendones adheridos que se usen como refuerzos primarios en cuerdas de diafragmas o elementos colectores deben diseñarse de forma tal que el esfuerzo debido a las fuerzas sísmicas de diseño no exceda de 420 MPa. Se permite que la precompresión producida por los tendones de preesfuerzo no adheridos resista fuerzas de diseño del diafragma si se proporciona una trayectoria para la carga sísmica.

21.11.5.3 Los elementos colectores con esfuerzos de compresión que excedan $0,20 f'c$ en cualquier sección deben tener refuerzo transversal a lo largo del elemento, como se indica en 21.6.4.1, 21.6.4.2, 21.6.4.5, 21.6.4.6. Se permite interrumpir el refuerzo transversal especial en donde el esfuerzo a compresión calculado sea menor que $0,15 f'c$. Los esfuerzos deben calcularse para las fuerzas amplificadas usando un modelo lineal elástico y las propiedades de las secciones brutas de los elementos considerados.

Donde las fuerzas de diseño hayan sido amplificadas para tomar en cuenta la sobre resistencia de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, el límite de $0,20 f'c$ debe ser incrementado a $0,50 f'c$ y el límite de $0,15 f'c$ debe ser incrementado a $0,40 f'c$.

21.11.5.4 Todo refuerzo continuo en diafragmas, puntales, tensores, cuerdas y elementos colectores debe estar anclado o empalmado para desarrollar su esfuerzo de fluencia en tracción.

21.11.5.5 Se requieren empalmes tipo 2, cuando se usan empalmes mecánicos para transferir fuerzas entre el diafragma y los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica.

21.11.6 Resistencia a Flexión de los Diafragmas

Los diafragmas y porciones de los mismos deben diseñarse a flexión de acuerdo con 10.2 y 10.3 excepto que no se deben aplicar los requerimientos de deformación no lineal de 10.2.2. Deben considerarse los efectos de las aberturas.

21.11.7 Resistencia al cortante de los Diafragmas

21.11.7.1 La resistencia V_n de un diafragma estructural no debe exceder:

$$V_n = A_{cv} (0,17\lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_y) \quad (21-9)$$

Para una losa no compuesta con sobrelosa vaciada en sitio (ver 21.11.3) A_{cv} se calcula usando el espesor de la sobrelosa solamente. Para una losa compuesta con sobrelosa vaciada en sitio (ver 21.11.2) A_{cv} se calcula por el espesor combinado de los elementos prefabricados y de la sobrelosa y el valor de $f'c$ utilizado para determinar V_n no debe exceder del menor valor entre los elementos prefabricados y la sobrelosa.

ρ_t se refiere al refuerzo distribuido en la losa colocado perpendicularmente al refuerzo por flexión del diafragma.

21.11.7.2 La resistencia nominal al cortante, V_n , de los diafragmas estructurales no debe exceder de $0,66 A_{cv} \sqrt{f'c}$.

21.11.7.3 Por encima de las juntas entre los elementos prefabricados en diafragmas compuestos (21.11.2) o no compuestos (21.11.3), la resistencia V_n no debe exceder de:

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (21-10)$$

Donde A_{vf} es el área total del refuerzo de cortante por fricción dentro de la sobrelosa, incluyendo los refuerzos distribuidos y de borde, que esté orientado perpendicularmente a las juntas en el sistema prefabricado.

El coeficiente μ es 1,0 para concreto de peso normal y 0.75 para concreto de peso liviano.

Por lo menos la mitad de A_{vf} debe estar distribuida uniformemente a lo largo del plano potencial de cortante. El área mínima del refuerzo de distribución en la sobrelosa de piso debe cumplir con 9.7.

21.11.7.4 Por encima de las juntas entre los elementos prefabricados en diafragmas compuestos (21.11.2) o no compuestos (21.11.3), la resistencia V_n no debe exceder los límites de 11.7.5 con A_c calculado usando solamente el espesor de la sobrelosa de piso.

21.11.8 Elementos de borde de diafragmas estructurales

21.11.8.1 Los elementos de borde de los diafragmas estructurales pueden diseñarse de manera simplificada para resistir la suma de las fuerzas axiales amplificadas que actúan en el plano del diafragma y la fuerza obtenida dividiendo M_u en la sección por la distancia entre los elementos de borde del diafragma en esa sección. Alternativamente la resistencia en flexión puede calcularse incluyendo el refuerzo longitudinal en los elementos de borde y el refuerzo distribuido en el alma del diafragma.

21.11.8.2 Los empalmes del refuerzo de tracción en las cuerdas y elementos colectores de los diafragmas deben desarrollar f_y . Los empalmes mecánicos y soldados deben ajustarse a lo indicado en 21.3.4 y 21.3.5 respectivamente.

21.11.9 Juntas de construcción en los diafragmas

Todas las juntas de construcción en los diafragmas deben adecuarse a lo indicado en 6.4 y las superficies de contacto deben hacerse intencionalmente rugosas según lo indicado en 11.7.9.

21.12 CIMENTACIONES

21.12.1 Alcance

21.12.1.1 Las cimentaciones resistentes a las fuerzas sísmicas o que transfieran las fuerzas sísmicas entre la estructura y el terreno deben cumplir con lo indicado en 21.12 y con los otros requisitos aplicables de esta Norma.

21.12.1.2 Los requisitos indicados en 21.12 para pilotes, pilas excavadas, cajones de cimentación y losas sobre el terreno complementan otros criterios de diseño y de construcción aplicables de esta Norma. Véanse 1.1.5 y 1.1.6.

21.12.2 Zapatas, losas de cimentación y cabezales de pilotes

21.12.2.1 El refuerzo longitudinal de las columnas y muros estructurales que resistan las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos debe extenderse dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes, y debe estar anclado para desarrollar totalmente la tracción en la interfase.

21.12.2.2 Las columnas que sean diseñadas suponiendo condiciones de empotramiento en la cimentación, deben cumplir con lo indicado en 21.12.2.1 y, si se requiere de ganchos, el refuerzo longitudinal que resiste la flexión debe tener ganchos de 90 grados cerca del fondo de la cimentación, con el extremo libre de las barras orientado hacia el centro de la columna.

21.12.2.3 En las columnas o elementos de borde de los muros estructurales que tengan un borde que diste al borde la zapata una longitud igual o menor que la mitad del peralte de la zapata, el refuerzo transversal (estribos) debe extenderse dentro de la zapata una distancia que no sea a la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal de la columna o elemento de borde.

21.12.2.4 Cuando los efectos sísmicos crean fuerzas de levantamiento en las columnas o en los elementos de borde de los muros estructurales, se debe proporcionar refuerzo de flexión en la parte superior de la zapata, losa de cimentación o cabezal de los pilotes. Este refuerzo no debe ser menor que el requerido en 10.5.

21.12.3 Vigas en la cimentación.

21.12.3.1 Las vigas diseñadas para actuar como acoples horizontales entre las zapatas o cabezales de pilotes deben tener refuerzo longitudinal continuo, el cual debe desarrollarse dentro o más allá de la columna, o anclarse dentro de la zapata o del cabezal del pilote en todas las discontinuidades.

21.12.3.2 Las vigas diseñadas para actuar como acoples horizontales entre zapatas o cabezales de pilotes deben diseñarse de tal manera que la menor dimensión transversal sea igual o mayor que el espacio libre entre columnas conectadas dividido por 20, pero no necesita ser mayor a 450 mm. Se deben proporcionar estribos cerrados con un espaciamiento que no exceda al menor de: la menor dimensión de la sección transversal, 300 mm ni de 16 db.

21.12.3.3 Las vigas de cimentación que estén sometidas a flexión por las columnas que son parte del sistema resistente a fuerzas laterales deben adecuarse a lo indicado en 21.4 ó 21.5 de acuerdo al sistema resistente a fuerzas laterales empleado.

21.12.4 Pilotes, pilas y cajones de cimentación

21.12.4.1 Las especificaciones indicadas en 21.12.4 se aplican a los pilotes, pilas y cajones de cimentación en estructuras que soportan acciones sísmicas.

21.12.4.2 Los pilotes, pilas o cajones de cimentación que resistan cargas de tracción deben tener refuerzo longitudinal continuo a lo largo de la zona que resiste las fuerzas de tracción. El refuerzo longitudinal debe detallarse para transferir las fuerzas de tracción en el cabezal de los pilotes a los elementos estructurales soportados.

21.12.4.3 Cuando las fuerzas de tracción inducidas por los efectos sísmicos sean transferidas, entre el cabezal de pilote o losa de cimentación y un pilote prefabricado, a través de barras de refuerzo colocadas con un mortero inyectado o post instaladas en la parte superior del pilote, se debe

demostrar mediante ensayos que el sistema de inyección desarrolla por lo menos 1,25 f_y de la barra.

- 21.12.4.4** Los pilotes de los edificios ubicados en las zonas sísmicas 3 y 4 definidas en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, deben tener refuerzo transversal de acuerdo con lo indicado en 21.6.4 en las zonas definidas en a) y b):
- a) En la parte superior del elemento en por lo menos cinco veces la dimensión transversal del elemento, pero no menos de 1,8 m por debajo de la parte inferior del cabezal del pilote;
 - b) Para las partes de los pilotes en suelos que no son capaces de proveer soporte lateral, o están en el aire o agua, a lo largo de toda la longitud del tramo sin soporte más el largo requerido en a).
- 21.12.4.5** Para pilotes de concreto hincados, la longitud donde se coloca el refuerzo transversal proporcionado debe ser suficiente como para tener en cuenta las variaciones potenciales de la profundidad a la que llega la punta de los pilotes.
- 21.12.4.6** Los pilotes, pilas o cajones de cimentación que soportan edificaciones de uno o dos pisos con muros de carga, están exentos de los requisitos de refuerzo transversal indicado en 21.12.4.4 y 21.12.4.5.
- 21.12.4.7** Los cabezales de pilotes que incorporan pilotes inclinados deben diseñarse para resistir la totalidad de la resistencia a compresión de los pilotes inclinados actuando como columnas cortas (no esbeltas). Los efectos de esbeltez de los pilotes inclinados se deben considerar para la porción de los pilotes en suelo que no es capaz de proporcionar soporte lateral, o que queda al aire o en el agua.

CAPÍTULO 22 CONCRETO ESTRUCTURAL SIMPLE

22.1 ALCANCE

22.1.1 Este Capítulo proporciona los requisitos mínimos para el diseño y construcción de elementos de concreto simple estructural, vaciados en sitio o prefabricados.

22.1.2 El diseño y construcción de losas apoyadas en el terreno, como aceras o losas sobre el terreno, no está controlado por esta Norma, a menos que ellas transmitan cargas verticales o fuerzas laterales desde otras partes de la estructura al suelo.

22.1.3 En estructuras especiales, como arcos, estructuras subterráneas para servicios públicos, muros de gravedad, y muros de protección, las disposiciones de este capítulo deben controlar cuando sean aplicables.

22.2 LIMITACIONES

22.2.1 Las disposiciones de este capítulo deben aplicarse al diseño de elementos de concreto estructural simple, es decir aquellos sin armadura de refuerzo o con menos refuerzo que el mínimo especificado para concreto reforzado.

22.2.2 El uso del concreto simple estructural debe limitarse a (a), (b) o (c):

- a) Elementos que están apoyados de manera continua sobre el suelo o que están apoyados sobre otros elementos estructurales capaces de proporcionarles un apoyo vertical continuo;
- b) Elementos en los cuales el efecto de arco genera compresión bajo todas las condiciones de carga;
- c) Muros, zapatas y pedestales. Véanse 22.6, 22.7 y 22.8

22.2.3 No está permitido el uso de concreto estructural simple en:

- a) Columnas
- b) Cabezales de pilotes
- c) En elementos estructurales sometidos a solicitaciones sísmicas que hayan sido determinadas en base a la capacidad de la estructura de disipar energía.

22.2.4 Este capítulo no controla el diseño e instalación de pilas y pilotes embebidos en el terreno que se han construido contra el suelo.

22.2.5 Resistencia mínima

La resistencia especificada del concreto simple para ser usado con fines estructurales, medida a los 28 días, no debe ser menor de 14 MPa, salvo para elementos prefabricados definidos en 22.9 para los cuales la resistencia especificada del concreto simple, medida a los 28 días, no debe ser menor de 17 MPa.

Todos los materiales que se empleen para la fabricación del concreto simple (cemento, agregados, agua, aditivos, etc.) deberán cumplir los mismos requisitos que para concreto armado. Esta exigencia también será aplicable a la dosificación, ensayo de probetas cilíndricas, encofrados, colocación, curado, evaluación y aceptación del concreto.

En este capítulo, el factor de modificación λ para concreto liviano es el definido en 8.6

22.3 JUNTAS

22.3.1 Deben proporcionarse juntas de contracción o aislamiento para dividir los elementos de concreto simple estructural en elementos discontinuos en flexión. El tamaño de cada elemento debe limitarse para controlar el desarrollo de esfuerzos internos excesivos dentro de cada elemento, causados por la restricción de los movimientos debidos a los efectos de flujo plástico, retracción y cambios de temperatura.

22.3.2 En la determinación del número y ubicación de las juntas de contracción o aislamiento debe prestarse atención a: influencia de las condiciones climáticas; selección y dosificación de materiales; mezclado, colocación y curado del concreto; grado de restricción al movimiento; esfuerzos debidos a las cargas a las cuales está sometido el elemento; y técnicas de construcción.

22.4 MÉTODO DE DISEÑO

- 22.4.1** Los elementos de concreto simple estructural deben diseñarse para tener una adecuada resistencia, de acuerdo con las disposiciones de esta Norma, usando los factores de amplificación de las cargas y las resistencias de diseño.
- 22.4.2** Las resistencias requeridas se determinarán de acuerdo con lo especificado en 9.2. El factor de reducción de resistencia será de 0,65 como se indica en 9.3.2.8.
- 22.4.3** Cuando la resistencia requerida excede a la resistencia de diseño, debe proporcionarse refuerzo y el elemento debe diseñarse como uno de concreto armado de acuerdo con los requisitos pertinentes de esta Norma.
- 22.4.4** El diseño por resistencia de elementos de concreto simple estructural para flexión y cargas axiales debe basarse en relaciones esfuerzo-deformación lineales, tanto en tracción como en compresión.
- 22.4.5** En el diseño de elementos de concreto estructural simple, se puede considerar la resistencia a tracción del concreto cuando se han seguido las disposiciones de 22.3.
- 22.4.6** No se debe asignar resistencia al refuerzo de acero que pudiera estar presente.
- 22.4.7** La tracción no debe transmitirse a través de los bordes exteriores, juntas de construcción, juntas de contracción, o juntas de aislamiento de un elemento individual de concreto simple. No se debe suponer continuidad a la flexión debida a tracción entre elementos adyacentes de concreto simple estructural.
- 22.4.8** Al calcular la resistencia a flexión, flexión y carga axial combinada, y cortante, debe considerarse en el diseño la sección completa de un elemento, excepto para el concreto vaciado contra el suelo en donde la altura o peralte del elemento deberá tomarse 50 mm menor que la dimensión real.

22.5 DISEÑO POR RESISTENCIA

- 22.5.1** El diseño de secciones transversales sometidas a flexión debe basarse en la siguiente ecuación:

$$\phi Mn \geq Mu \quad (22-1)$$

donde:

$$Mn = 0,42 \lambda \sqrt{f'c} Sm \quad (22-2)$$

si controla la tracción, y

$$Mn = 0,85 f'c Sm \quad (22-3)$$

si controla la compresión, donde Sm es el módulo de sección correspondiente.

- 22.5.2** El diseño de secciones transversales sometidas a compresión debe basarse en la siguiente ecuación:

$$\phi Pn \geq Pu \quad (22-4)$$

donde Pn se calcula como:

$$Pn = 0,60 f'c \left[1 - \left(\frac{\ell c}{32h} \right)^2 \right] A1 \quad (22-5)$$

donde $A1$ es el área cargada.

- 22.5.3** Los elementos sometidos a una combinación de flexión y carga axial de compresión deben diseñarse de manera que en la cara de compresión:

$$\frac{Pu}{\phi Pn} + \frac{Mu}{\phi Mn} \leq 1 \quad (22-6)$$

y en la cara de tracción:

$$\frac{Mu}{Sm} - \frac{Pu}{Ag} \leq 0,42 \phi \lambda \sqrt{f'c} \quad (22-7)$$

22.5.4 El diseño de secciones transversales rectangulares sometidas a cortante debe basarse en:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (22-8)$$

donde V_n se calcula como:

$$V_n = 0,11 \lambda \sqrt{f'_c} b_w h \quad (22-9)$$

para la acción como viga, y como:

$$V_n = 0,11 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o h \quad (22-10)$$

para la acción en dos direcciones, pero no mayor que $0,22 \lambda \sqrt{f'_c} b_o h$. En la ecuación (22-10), β corresponde a la relación de lado largo a lado corto de la carga concentrada o del área de la reacción.

22.5.5 El diseño de superficies de apoyo sometidas a compresión debe basarse en:

$$\phi B_n \geq B_u \quad (22-11)$$

donde B_u es la carga de aplastamiento amplificada y B_n es la resistencia nominal al aplastamiento del área cargada A_1 , calculada como:

$$B_n = 0,85 f'_c A_1 \quad (22-12)$$

excepto cuando la superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada, caso en el cual B_n debe multiplicarse por $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$, pero no por más de 2.

22.6 MUROS

22.6.1 Los muros de concreto simple estructural deben estar apoyados de manera continua en el terreno, en zapatas, en muros de cimentación, en vigas de cimentación, o en otros elementos estructurales capaces de proporcionar un apoyo vertical continuo.

22.6.2 Los muros de concreto simple estructural deben diseñarse para las cargas verticales, laterales o de otro tipo a las cuales estén sometidos.

22.6.3 Los muros de concreto simple estructural deben diseñarse para una excentricidad correspondiente al momento máximo que puede acompañar a la carga axial, pero no menor de $0,10 h$. Si la resultante de todas las cargas amplificadas se ubica dentro del tercio central del espesor total del muro, el diseño debe realizarse de acuerdo con 22.5.3 ó 22.6.5. En caso contrario, los muros deben diseñarse de acuerdo con 22.5.3.

22.6.4 El diseño por cortante debe realizarse de acuerdo con 22.5.4.

22.6.5 Método empírico de diseño de muros

22.6.5.1 Los muros de concreto simple estructural de sección rectangular sólida se pueden diseñar por medio de la ecuación (22-13), siempre que la resultante de todas las cargas amplificadas se ubique dentro del tercio central del espesor total del muro.

22.6.5.2 El diseño de muros sometidos a cargas axiales de compresión debe basarse en:

$$\phi P_n \geq P_u \quad (22-13)$$

donde P_n se calcula como:

$$P_n = 0,45 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (22-14)$$

22.6.6 Limitaciones

22.6.6.1 A menos que se demuestre mediante un análisis detallado, la longitud horizontal de un muro considerada como efectiva para cada carga vertical concentrada no debe exceder la distancia entre los ejes de las cargas, ni el ancho de la zona de aplastamiento más dos veces el espesor del muro a cada lado.

- 22.6.6.2** Excepto en lo establecido en 22.6.6.3, el espesor de muros de carga no debe ser menor que un 1/24 de la longitud o altura no apoyada, la que sea menor, ni que 150 mm.
- 22.6.6.3** El espesor de muros exteriores de sótano y de cimentación no debe ser menor que 200 mm.
- 22.6.6.4** Los muros deben estar arriostrados contra el desplazamiento lateral. Véanse 22.3 y 22.4.7.
- 22.6.6.5** Se deben proporcionar no menos de dos barras de diámetro 5/8" alrededor de todas las aberturas de ventanas y puertas. Dichas barras deben extenderse al menos 600 mm más allá de las esquinas de las aberturas.

22.7 ZAPATAS

- 22.7.1** Las zapatas de concreto simple estructural deben diseñarse para las cargas amplificadas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de esta Norma y según lo indicado en 22.7.2 a la 22.7.8.
- 22.7.2** El área de la base de la zapata debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos en servicio transmitidos por la zapata al suelo y de las presiones admisibles del suelo determinadas de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos.
- 22.7.3** No se permite el uso del concreto simple para zapatas sobre pilotes.
- 22.7.4** El espesor de las zapatas de concreto simple estructural no debe ser menor que 300 mm. Véase 22.4.8.
- 22.7.5** Los momentos amplificados máximos deben calcularse en:
 - a) En la cara de la columna, pedestal o muro, en zapatas que soporten a estos elementos.
 - b) A media distancia entre el eje y el borde del muro, en zapatas que soporten un muro de albañilería.
 - c) A la mitad de la distancia entre el borde de la columna y el borde de la plancha de acero en zapatas que soportan columnas con una plancha base de acero.

22.7.6 Cortante en zapatas de concreto simple

- 22.7.6.1** La fuerza cortante V_u debe calcularse de acuerdo con 22.7.6.2, con la sección crítica ubicada en la cara de la columna, pedestal o muro en zapatas que soporten estos elementos. En zapatas que soporten columnas con una plancha base de acero, la sección crítica debe ubicarse de acuerdo con lo definido en 22.7.5(c).
- 22.7.6.2** La resistencia de diseño, ϕV_n , de zapatas de concreto simple estructural, en las cercanías de cargas concentradas o reacciones, está controlada por la más restrictiva de las dos condiciones siguientes:
 - a) Acción como viga de la zapata, con la sección crítica extendiéndose a través de todo el ancho de la zapata y ubicada a una distancia h del borde de la carga concentrada o área de reacción. Para esta condición, la zapata debe diseñarse de acuerdo con la ecuación (22-9).
 - b) Acción en dos direcciones de la zapata, con la sección crítica perpendicular al plano de la zapata y ubicada de manera que su perímetro b_o sea mínimo, pero no necesita estar más cerca que $0,5h$ del perímetro de la carga concentrada o área de carga. Para esta condición, la zapata debe diseñarse de acuerdo con la ecuación (22-10).
- 22.7.7** Para la ubicación de las secciones críticas de momento y cortante, se pueden tratar a las columnas con forma circular o de polígono regular, como elementos cuadrados con la misma área.
- 22.7.8** Las cargas de aplastamiento amplificadas, B_u , en el concreto en la superficie de contacto entre elementos soportantes y soportados no debe exceder, a la resistencia de diseño al aplastamiento, B_n , en ninguna de las dos superficies según lo indicado en 22.5.5.

22.8 PEDESTALES

- 22.8.1** Los pedestales de concreto simple deben diseñarse para las cargas verticales, laterales o de otro tipo a las cuales estén sometidos.
- 22.8.2** La relación entre la altura no apoyada y la menor dimensión lateral de pedestales de concreto simple no debe exceder de 3. Si en alguna de las caras la dimensión es variable se tomará el promedio.

22.8.3 La carga axial P_u , aplicada a pedestales de concreto simple no debe exceder la resistencia de diseño al aplastamiento, ϕB_n , dada en 22.5.5.

22.9 ELEMENTOS PREFABRICADOS

22.9.1 El diseño de elementos prefabricados de concreto simple debe considerar todas las condiciones de carga desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluyendo el desencofrado, almacenamiento, transporte y montaje.

22.9.2 Las limitaciones de 22.2 se aplican a los elementos prefabricados de concreto simple no sólo en su condición final sino también durante la fabricación, transporte y montaje.

22.9.3 Los elementos prefabricados deben ser conectados de manera segura para que transfieran todas las fuerzas laterales a un sistema estructural capaz de resistir dichas fuerzas.

22.9.4 Los elementos prefabricados deben estar adecuadamente arriostrados y apoyados durante el montaje para asegurar el adecuado alineamiento y la integridad estructural hasta que se completen las conexiones definitivas.

22.10 CONCRETO CICLOPEO

22.10.1 Definición

Se denomina concreto ciclópeo a aquel concreto simple que es colocado conjuntamente con piedra desplazadora y que tiene las siguientes características:

- a) La resistencia mínima del concreto de la matriz será $f'_c = 14$ MPa.
- b) La piedra desplazadora no excederá del 30% del volumen total de concreto ciclópeo y será colocada de manera homogénea, debiendo quedar todos sus bordes embebidos en el concreto.
- c) La mayor dimensión de la piedra desplazadora no excederá de la mitad de la menor dimensión del elemento ni será mayor de 250 mm.

22.10.2 Limitaciones

22.10.2.1 El uso del concreto ciclópeo estará limitado a cimientos corridos, sobrecimientos, muros de contención de gravedad y falsas zapatas.

22.10.2.2 En elementos en voladizo con una longitud mayor a la mitad de su peralte, será necesario verificar las resistencias en flexión y corte.

22.10.2.3 En el cálculo de las resistencias según 22.5 se utilizará un factor $\phi = 0,5$ y se utilizará, para el diseño, un valor de f'_c no mayor a 10 MPa.

ANEXO 1
NORMAS TÉCNICAS PERUANAS APLICABLES A CEMENTO, AGUA, AGREGADOS,
ADITIVOS, CONCRETO Y ACERO Y LAS NORMAS ASTM CORRESPONDIENTES

NORMAS NTP		NORMAS ASTM CORRESPONDIENTES	
NTP 239.700:2017	CONCRETO. Lineamientos para reducir el riesgo de reacción nociva del álcali-agregado en el concreto	ASTM C1778-16	Standard Guide for Reducing the Risk of Deleterious Alkali-Aggregate Reaction in Concrete
NTP 334.001:2011 (revisada el 2016)	CEMENTOS. Definiciones y nomenclatura. 3ª Edición	ASTM C219-14a	Standard Terminology Relating to Hydraulic Cement
NTP 334.009:2016	CEMENTOS. Cemento Portland. Requisitos	ASTM C150/C150M-18	Standard Specification for Portland Cement
NTP 334.067:2011 (revisada el 2016)	CEMENTOS. Método de ensayo para determinar la reactividad potencial alcalina de combinaciones cemento-agregado. Método de la barra del mortero. 3	ASTM C227-10	Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Cement-Aggregate Combinations (Mortar-Bar Method)
NTP 334.077:2007 (revisada el 2017)	CEMENTOS. Ambientes, gabinetes y tanques de almacenamiento utilizados en los ensayos de cemento y concreto. Requisitos.	ASTM C511-13	Standard Specification for Mixing Rooms, Moist Cabinets, Moist Rooms, and Water Storage Tanks Used in the Testing of Hydraulic Cements and Concretes
NTP 334.082:2016	CEMENTOS. Cemento Portland. Requisitos de desempeño	ASTM C1157/C1157M-17	Standard Performance Specification for Hydraulic Cement
NTP 334.087:2013	CEMENTOS. Adiciones minerales en pastas, morteros y concretos; microsílíce. Especificaciones	ASTM C1240-15	Standard Specification for Silica Fume Used in Cementitious Mixtures
NTP 334.088:2015	CEMENTOS. Aditivos químicos en pastas, morteros y concreto. Especificaciones	ASTM C494/C494M-17	Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete
NTP 334.089:2015	CEMENTOS. Aditivos incorporadores de aire en pastas, morteros y hormigón (concreto)	ASTM C260/C260M - 10a(2016)	Standard Specification for Air-Entraining Admixtures for Concrete
NTP 334.090:2016	CEMENTOS. Cemento Portland adicionados. Requisitos	ASTM C595/C595M-18	Standard Specification for Blended Hydraulic Cements
NTP 334.104:2011	CEMENTOS. Ceniza volante y puzolana natural cruda o calcinada para uso en concreto. Especificaciones	ASTM C618-17a	Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete
NTP 334.110:2011 (revisada el 2016)	CEMENTOS. Método de ensayo para determinar la reactividad potencial alcalina de agregados (método de la barra del mortero)	ASTM C1260-14	Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Aggregates (Mortar-Bar Method)
NTP 334.115:2011 (revisada el 2016)	CEMENTOS. Método de ensayo normalizado para la determinación de la contracción por secado del mortero de cemento Portland.	ASTM C596-09(2017)	Standard Test Method for Drying Shrinkage of Mortar Containing Hydraulic Cement

NORMAS NTP		NORMAS ASTM CORRESPONDIENTES	
NTP 334.117:2013	CEMENTOS. Método de ensayo para determinar la eficiencia de adiciones minerales o escoria granulada de alto horno en la prevención de la expansión anormal del hormigón (concreto) debido a la reacción álcali-sílice	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
NTP 334.121:2002 (revisada el 2017)	CEMENTOS. Método de ensayo normalizado para exudación de pastas de cemento y morteros.	ASTM C232/C232M-14	Standard Test Method for Bleeding of Concrete
NTP 334.122:2012 (revisada el 2017)	CEMENTOS. Método de ensayo para la determinación del tiempo de fraguado de mortero de cemento hidráulico con la aguja de Vicat modificada.	ASTM C191-18	Standard Test Methods for Time of Setting of Hydraulic Cement by Vicat Needle
NTP 334.156:2017	CEMENTOS. Cemento Portland expansivo. Requisitos	ASTM C845/C845M-12	Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement
NTP 334.180:2013	CEMENTOS. Materiales cementosos suplementarios mezclados	ASTM C989/C989M-18	Standard Specification for Slag Cement for Use in Concrete and Mortars
NTP 334.184:2014	CEMENTOS. Método de ensayo normalizado para determinar la reactividad potencial álcali-sílice de combinaciones de materiales de cemento y agregados (Método acelerado de la barra de mortero)	ASTM C1567-13	Standard Test Method for Determining the Potential Alkali-Silica Reactivity of Combinations of Cementitious Materials and Aggregate (Accelerated Mortar-Bar Method)
NTP 339.033:2015	CONCRETO. Práctica normalizada para la elaboración y curado de especímenes de concreto en campo.	ASTM C31/C31M-18a	Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field
NTP 339.034:2015	CONCRETO. Método de ensayo normalizado para la determinación de la resistencia a la compresión del concreto en muestras cilíndricas.	ASTM C39/C39M-18	Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens
NTP 339.035:2015	CONCRETO. Método de ensayo para la medición del asentamiento del concreto de Cemento Portland.	ASTM C143/C143M-15a	Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete
NTP 339.036:2017	CONCRETO. Práctica para muestreo de mezclas de concreto fresco.	ASTM C172/C172M-17	Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete
NTP 339.037:2015	CONCRETO. Práctica normalizada para el refrentado de testigos cilíndricos de concreto.	ASTM C617/C617M-15	Standard Practice for Capping Cylindrical Concrete Specimens
NTP 339.047:2014	CONCRETO. Definiciones y terminología relativas al concreto y agregados	ASTM C125-18	Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates
NTP 339.059:2017	CONCRETO. Método para la obtención y ensayo de corazones diamantinos y vigas seccionadas de concreto.	ASTM C42/C42M-18	Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete

NORMAS NTP		NORMAS ASTM CORRESPONDIENTES	
NTP 339.078:2012 (revisada el 2017)	CONCRETO. Método de ensayo para determinar la resistencia a la flexión del concreto en vigas simplemente apoyadas con cargas a los tercios del tramo.	ASTM C1609/C1609M-12	Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)
NTP 339.079:2012 (revisada el 2017)	CONCRETO. Método de ensayo para determinar la resistencia a la flexión del concreto en vigas simplemente apoyadas con cargas en el centro del tramo.	ASTM C293/C293M-16	Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam With Center-Point Loading)
NTP 339.080:2017	CONCRETO. Método de ensayo para la determinación del contenido de aire en el concreto fresco. Método de presión.	ASTM C231/C231M-17a	Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method
NTP 339.081:2017	CONCRETO. Método de ensayo volumétrico para determinar el contenido de aire del concreto fresco.	ASTM C173/C173M-16	Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method
NTP 339.082:2017	CONCRETO. Método de ensayo para la determinación del tiempo de fraguado de mezclas por medio de la resistencia a la penetración.	ASTM C403/C403M-16	Standard Test Method for Time of Setting of Concrete Mixtures by Penetration Resistance
NTP 339.084:2012 (revisada el 2017)	CONCRETO. Método de ensayo normalizado para la determinación de la resistencia a tracción simple del concreto, por compresión diametral de una probeta cilíndrica	ASTM C496/C496M-17	Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens
NTP 339.088:2014	CONCRETO. Agua de mezcla utilizada en la producción de concreto de cemento Portland. Requisitos	ASTM C1602/1602M-12	Standard Specification for Mixing Water Used in the Production of Hydraulic Cement Concrete
NTP 339.114:2016	CONCRETO. Concreto premezclado. Requisitos	ASTM C94/C94M-17a	Standard Specification for Ready-Mixed Concrete
NTP 339.183:2013	CONCRETO. Práctica normalizada para la elaboración y curado de especímenes de concreto en el laboratorio	ASTM C192/C192M-16a	Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory
NTP 339.185:2013	AGREGADOS. Método de ensayo normalizado para contenido de humedad total evaporable de agregados por secado	ASTM C566-13	Standard Test Method for Total Evaporable Moisture Content of Aggregate by Drying
NTP 339.216:2016	CONCRETO. Práctica normalizada para la utilización de cabezales con almohadillas de neopreno en el ensayo de resistencia a la compresión de cilindros de concreto endurecido.	ASTM C1231/C1231M-15	Standard Practice for Use of Unbounded Caps in Determination of Compressive Strength of Hardened Cylindrical Concrete Specimens
NTP 339.223:2016	CONCRETO. Compuestos líquidos formadores de membrana que tienen propiedades especiales para el curado y sellado del concreto.	ASTM C1315-11	Standard Specification for Liquid Membrane-Forming Compounds Having Special Properties for Curing and Sealing Concrete

NORMAS NTP		NORMAS ASTM CORRESPONDIENTES	
NTP 339.224:2016	CONCRETO. Método de ensayo para determinar la pérdida de agua del espécimen de mortero en compuestos líquidos formadores de membrana para el curado del concreto.	ASTM C156-17	Standard Test Method for Water Loss [from a Mortar Specimen] Through Liquid Membrane-Forming Curing Compounds for Concrete
NTP 339.226:2016	CONCRETO. Compuestos líquidos formadores de membrana para curar concreto. Requisitos.	ASTM C309-11	Standard Specification for Liquid Membrane-Forming Compounds for Curing Concrete
NTP 339.234:2017	CONCRETO. Método de ensayo para determinar la penetración de iones cloruro en el concreto por exposición a solución salina.	ASTM C1202-17a	Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration
NTP 339.235:2011 (revisada el 2016)	CONCRETO. Método de ensayo para la determinación del cambio de longitud de prismas de concreto debido a una reacción álcali-silice.	ASTM C1293-18	Standard Test Method for Determination of Length Change of Concrete Due to Alkali-Silica Reaction
NTP 339.241:2013	AGREGADOS. Método de ensayo normalizado para la fabricación de especímenes de ensayo con concreto autocompactantes.	ASTM C1758/C1758M-15	Standard Practice for Fabricating Test Specimens with Self-Consolidating Concrete
NTP 339.243:2014	CONCRETO. Nomenclatura descriptiva normalizada de los constituyentes de los agregados para el concreto	ASTM C294-12(2017)	Standard Descriptive Nomenclature for Constituents of Concrete Aggregates
NTP 400.011:2008 (revisada el 2013)	AGREGADOS. Definición y clasificación de agregados para uso en morteros y hormigones (concretos)	ASTM C125-18	Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates
NTP 400.012:2013	AGREGADOS. Análisis granulométrico del agregado fino, grueso y global	ASTM C136 / C136M - 14	Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates
NTP 400.015:2013	AGREGADOS. Método de ensayo normalizado para terrones de arcilla y partículas desmenuzables en los agregados	ASTM C142/C142M-17	Standard Test Method for Clay Lumps and Friable Particles in Aggregates
NTP 400.016:2011 (revisada el 2016)	AGREGADOS. Determinación de la inalterabilidad de agregados por medio de sulfato de sodio o sulfato de magnesio	ASTM C88/C88M-13	Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate
NTP 400.018:2013	AGREGADOS. Método de ensayo normalizado para determinar materiales más finos que pasan por el tamiz normalizado 75 µm (N° 200) por lavado en agregados	ASTM C117 - 17	Standard Test Method for Materials Finer than 75-µm (No. 200) Sieve in Mineral Aggregates by Washing
NTP 400.019:2014	AGREGADOS. Método de ensayo normalizado para la determinación de la resistencia a la degradación en agregados gruesos de tamaños menores por abrasión e impacto en la máquina de Los Ángeles	ASTM C131/C131M-14	Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine

NORMAS NTP		NORMAS ASTM CORRESPONDIENTES	
NTP 400.020:2014	AGREGADOS. Método de ensayo normalizado para la determinación de la resistencia a la degradación en agregados gruesos de tamaño grande por abrasión e impacto en la máquina de Los Ángeles	ASTM C535-16	Standard Test Method for Resistance to Degradation of Large-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine
NTP 400.023:2008 (revisada el 2013)	AGREGADOS. Método de ensayo para determinar las partículas livianas en los agregados	ASTM C123/C123M-14	Standard Test Method for Lightweight Particles in Aggregate
NTP 400.024:2011 (revisada el 2016)	AGREGADOS. Método de ensayo normalizado para determinar las impurezas orgánicas en el agregado fino para concreto	ASTM C40/C40M-16	Standard Test Method for Organic Impurities in Fine Aggregates for Concrete
NTP 400.037:2018	AGREGADOS. Agregados para concreto. Requisitos	ASTM C33/C33M-18	Standard Specification for Concrete Aggregates
NTP 400.037:2018	AGREGADOS. Agregados para concreto. Requisitos.		
No existe la NTP equivalente	El Comité de INACAL aún no ha aprobado la Norma Peruana equivalente a ASTM	ASTM C856 - 18	Standard Practice for Petrographic Examination of Hardened Concrete
No existe la NTP equivalente	El Comité de INACAL aún no ha aprobado la Norma Peruana equivalente a ASTM	ASTM C295 / C295M - 12	Standard Guide for Petrographic Examination of Aggregates for Concrete
NTP 341.031:2018	PRODUCTOS DE ACERO. Barras de acero al carbono, corrugadas, para refuerzo de concreto armado. Requisitos.	ASTM A615/A615M-16	Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement.
NTP 339.186:2018	Barras de acero de baja aleación, soldables y corrugadas, para refuerzo de concreto armado. Requisitos.	ASTM A706/A706M-16	Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement.
NTP 341.068:2018	PRODUCTOS DE ACERO. Alambre de acero al carbono, liso y corrugado, y mallas electrosoldadas de alambre para refuerzo de concreto. Requisitos.	ASTM A1064/A1064M-17	Carbon-Steel Wire and Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete.
NTP 350.405:2019	PRODUCTOS DE ACERO. Métodos normalizados para ensayos mecánicos.	ASTM A370-18	Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products.
NTP 339.233:2019	PRODUCTOS DE ACERO. Mallas de barras de acero corrugadas soldadas para refuerzo de concreto armado. Requisitos.	ASTM A184/A184M-17	Standard Specification for Welded Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement.
NTP-ISO 13270:2018	Fibras de acero para refuerzo de concreto. Definiciones y especificaciones.	ASTM A820-16	Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete.
NTP 350.400:2016	Acero al carbono estructural. Especificaciones químicas y mecánicas.	ASTM A36/A36M-14	Standard Specification for Carbon Structural Steel

NTP 350.407:2016	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación al niobio-vanadio. Especificaciones	ASTM A572/A572M-15	Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural
NTP 241.103:2016	Perfiles de acero estructural. Requisitos	ASTM A992/A992M – 11 (2015)	Standard Specification for Structural Steel Shapes
NTP 241.108:2019	Tubos estructurales de acero al carbono, conformados en frío con costura electro soldada, y sin costura, con o sin recubrimiento de cinc, de sección circular y otras secciones. Requisitos. 2ª Edición	ASTM A500/A500M-18	Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes

ANEXO 2
EQUIVALENCIA DE FÓRMULAS EN EL SISTEMA MKS (kgf, cm, kgf/cm²)

Formula	Equivalencia
	1 KN (kilonewton) \approx 10 Kgf
	1 MPa (megapascal) \approx 10 Kgf/cm ²
	1 KN/mm \approx 1000 kgf/cm
	$\sqrt{f'c}$ en MPa \approx 3.19 $\sqrt{f'c}$ Kgf/cm ²
(5-2)	$f'cr = f'c + 2,33 Ss - 35$
(8-2)	$Ec = (wc)^{1,5} 0,136 \sqrt{f'c}$
(8-3)	$Ec = 15000 \sqrt{f'c}$
(8-5)	$\lambda = \frac{fct}{1,77 \sqrt{f'c}} \leq 1.0$
(9-12)	$fr = 2 \lambda \sqrt{f'c}$
(9-16)	$h = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{fy}{14000} \right)}{36 + 5\beta (\alpha fm - 0,2)}$
(9-17)	$h = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{fy}{14000} \right)}{36 + 9\beta}$
(9-20)	$s \leq 38 \left(\frac{2500}{fs} \right) - 2,5 Cc$
(9-21)	$s \leq 30 \left(\frac{2500}{fs} \right)$
(num. 10-5-1)	$fr = 2 \sqrt{f'c}$
(10-3)	$As \text{ min} = \frac{0,7 \sqrt{f'c}}{fy} bw d$
(num. 11.1.2)	los valores de $\sqrt{f'c}$ usados en este Capítulo no deben exceder de 26,4 Kg/cm ² , excepto en lo permitido en 11.1.2.1.
(10-16)	$M2, \text{min} = Pu (1,5 + 0,03h)$
(11-3)	$Vc = 0,53 \lambda \sqrt{f'c} bw d$
(11-4)	$Vc = 0,53 \lambda \sqrt{f'c} bw d \left(1 + \frac{Nu}{140 Ag} \right)$

Formula	Equivalencia
(11-5)	$V_c = (0,50 \lambda \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b w d \leq 0,93 \lambda \sqrt{f'_c} b w d$
(11-6)	$V_c = 0,53 \lambda \sqrt{f'_c} b w d \left(1 - \frac{N_u}{35 A_g}\right) \geq 0$
(11-9)	$V_c = \left(0,16 \lambda \sqrt{f'_c} + 49 \frac{V_u d_p}{M_u}\right) b w d \leq 1,33 \lambda \sqrt{f'_c} b w d$ No es necesario considerar V_c menor que $0,53 \lambda \sqrt{f'_c} b w d$
(11-10a)	$V_{ci} = 0,16 \lambda \sqrt{f'_c} b w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$
(11-10b)	$V_{ci} = 0,45 \lambda \sqrt{f'_c} b w d$
(11-11)	$M_{cre} = \left(\frac{I}{Y_t}\right) (1,6 \lambda \sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$
(11-12)	$V_{cw} = (0,93 \lambda \sqrt{f'_c} + 0,3 f_{pc}) b w d_p + V_p$
(num. 11.4.3.3)que produce un esfuerzo principal de tracción de $1,1 \lambda \sqrt{f'_c}$
(num. 11.5.5.3)	Donde V_s sobrepase $1,1 \sqrt{f'_c} b w d$
(11-13)	$A_v \min = 0,2 \sqrt{f'_c} \frac{b w s}{f_{yt}} \geq 3,5 \frac{b w s}{f_{yt}}$
(11-17)	$V_s = A_v f_y \sin \alpha \leq 0,80 \sqrt{f'_c} b w d$
(num. 11.5.7.9)	Donde V_s sobrepase $2,1 \sqrt{f'_c} b w d$
(num 11.6.2) no deben exceder de 26,4 Kg/cm ²
(11-19)	$\phi T_{th} = \phi 0,27 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$
(11-20)	$\phi T_{th} = \phi 0,27 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\lambda \sqrt{f'_c}}}$
(11-21)	$\phi T_{th} = \phi 0,27 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$
(11-22)	$\phi T_{cr} = \phi 1,1 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$

Formula	Equivalencia
(11-23)	$\phi T_{cr} = \phi 1,1 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\lambda \sqrt{f'_c}}}$
(11-24)	$\phi T_{cr} = \phi 1,1 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{Nu}{A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$
(11-28)	$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2,1 \sqrt{f'_c} \right)$
(11-29)	$\left(\frac{V_u}{b_w d} \right) + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2} \right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2,1 \sqrt{f'_c} \right)$
(11-32)	$(A_v + 2A_t)_{\min} = 0,2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \geq 3,5 \frac{b_w s}{f_y}$
(11-33a)	$A_{l, \min} = \frac{1,33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) P_h \frac{f_y}{f_y}$
(11-33b)	$A_{l, \min} = \frac{1,33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{1,75 b_w}{f_y} \right) P_h \frac{f_y}{f_y}$
(num. 11.7.5)	<p>a) $0,2 f'_c A_c$ b) $(33 + 0,08 f'_c A_c)$ c) $110 A_c$ Para todos los otros casos, V_n</p> <p>a) $0,2 f'_c A_c$ b) $55 A_c$</p>
(11-36)	$V_n \leq 2,6 \sqrt{f'_c} b_w d$
(11-37)	$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d$
(num. 11.9.6)	<p>a) $0,2 f'_c A_c$ b) $(33 + 0,08 f'_c A_c)$ c) $110 A_c$</p>
(num. 11.9.7)	<p>a) $(0,2 - 0,07 av/d) f'_c b_w d$ b) $(55 - 19 av/d) b_w d$</p>
(num. 11.10.4)	$V_n \leq 2,6 \sqrt{f'_c} b_w d$

Formula	Equivalencia
(num. 11.10.5)	α_c es 0,80 para $[hm/lm] \leq 1,5$ 0.53 para $[hm/lm] \geq 2,0$ y varia linealmente entre 0,80 y 0,53 para $[hm/lm]$ entre 1,5 y 2,0.
(num. 11.10.6)	$\left(1 - \frac{Nu}{35Ag}\right) \geq 0$ donde $\frac{Nu}{Ag}$ en kg/cm^2
(num. 11.10.7)	$0,27 \sqrt{f'c} Acw$
(num. 11.10.8)	$0,27 \sqrt{f'c} Acw$
(11-41)	$V_c = 0,53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} bo d$
(11-42)	$V_c = 0,27 \left(\frac{\alpha s d}{bo} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} bo d$
(11-43)	$V_c = 1,06 \lambda \sqrt{f'c} bo d$
(11-44)	$V_c = \left(3,19 \beta_p \lambda \sqrt{f'c} + 0,3 f_{pc}\right) bo d + V_p$
(num. 11.12.2.2)	b) $\sqrt{f'c} \leq 18,5 \text{ Kgf/cm}^2$
(num. 11.12.3.1)	$0,53 \lambda \sqrt{f'c} bo d$
(num. 11.12.3.2)	$1,6 \sqrt{f'c} bo d$
(num. 11.12.5.1)	a) $0,8 \lambda \sqrt{f'c} bo d$ b) $2,1 \lambda \sqrt{f'c} bo d$
(num. 11.12.5.2)	$1,6 \phi \sqrt{f'c}$
(num. 11.12.5.4)	$0,53 \phi \lambda \sqrt{f'c}$
(num. 11.12.7.2)	b) $0,53 \phi \lambda \sqrt{f'c}$
(num. 12.1.3)	$\sqrt{f'c}$ usados en este Capítulo ni deben exceder de 23,3 kg/cm^2
Tabla 12.1	Barras de 3/4" y menores $\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{8,2 \sqrt{f'c}}\right) db$
Tabla 12.1	Barras de 7/8" y mayores $\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{6,6 \sqrt{f'c}}\right) db$

Formula	Equivalencia
(12-1)	$\left(\frac{f_y}{3,5\sqrt{f'c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s \lambda}{\left(\frac{cb+Ktr}{db} \right)} \right) db$
(num. 12.3.2)	a) $\frac{0,075 f_y \lambda}{\sqrt{f'c}} db$ b) $(0,0044 f_y \lambda) db$
(num. 12.5.2)	$\left(\frac{0,075 f_y \lambda \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\sqrt{f'c}} \right) db$
(num. 12.6.2)	$\left(\frac{0,06 f_y \Psi_e}{\sqrt{f'c}} \right) db$
(num. 12.8.2)	$\frac{(f_y - 2450)}{f_y}$
(12-3)	$\ell_d = \left(\frac{Ab}{s} \right) \left(\frac{f_y}{\sqrt{f'c}} \right) \lambda$
(12-4)	$\ell_d = \left(\frac{fse}{210} \right) db + \left(\frac{fps - fse}{70} \right) db$
(num. 12.11.5)	c) $4,1 \frac{bw s}{f_y t}$
(num. 12.14.2.2)	$\frac{0,053 f_y t \lambda}{\sqrt{f'c}} db$
(num. 13.1.7)	$f_t \leq 1,6 \sqrt{f'c}$
(num. 17.5.3.2)	$\phi (35 bv d)$
(num. 17.5.3.3)	$\phi (35 bv d)$
(17-2) y (17-3)	$V_{nh} \leq 5,5 bv d$
(17-4)	$V_{nh} \leq \lambda \left(18 + 0,6 \frac{A_v f_y}{bv s} \right) bv d \leq 35 bv d$
(num. 18.3.3)	a) Clase U $f_t \leq 2 \sqrt{f'c}$ b) Clase T $2 \sqrt{f'c} < f_t \leq 3,2 \sqrt{f'c}$

Formula	Equivalencia
	Los sistemas..... Clase U con $f_t \leq 1,6 \sqrt{f'c}$
(num. 18.4.1)	c) $0,8 \sqrt{f'c}$ d) $1,6 \sqrt{f'c}$
(18-4)	$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'c}{100 \rho_p}$
(18-5)	$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'c}{300 \rho_p}$
(num. 18.9.3.1)	$0,53 \sqrt{f'c}$
(num. 18.9.3.2)	$0,53 \sqrt{f'c}$
(num. 18.12.7)	$21 bw d / f_y$
(num. 18.13.4.1)	$f_{ps} = f_{se} + 700$
(num. 19.5.10)	$1,06 \phi \lambda \sqrt{f'c}$
(num. 21.7.4.1)	Para nudos confinados en las cuatro caras $5,3 \sqrt{f'c} A_j$ Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas $4,0 \sqrt{f'c} A_j$ Para otros casos $3,2 \sqrt{f'c} A_j$
(num. 21.9.4.3)	b) $0,53 A_{cv} \sqrt{f'c}$
(num. 21.9.5.3)	$2,1 A_c \sqrt{f'c}$
	$2,65 A_{cw} \sqrt{f'c}$
(num. 21.9.6.5)	$2 \sqrt{f'c}$
(num. 21.9.9.2)	$1,05 A_{cw} \sqrt{f'c}$
(num. 21.9.9.4)	$2,6 A_{cw} \sqrt{f'c}$
(21-8)	$V_n = 2 A_{vd} f_y \text{ sen } \alpha \leq 2,6 A_{cw} \sqrt{f'c}$
(21-9)	$V_n = A_{cv} (0,54 \lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_y)$
(num. 21.11.7.2)	$2,1 A_{cv} \sqrt{f'c}$

Formula	Equivalencia
(22-2)	$Mn = 1,33 \lambda \sqrt{f'c} Sm$
(22-7)	$\frac{Mu}{Sm} - \frac{Pu}{Ag} \leq 1,33 \phi \lambda \sqrt{f'c}$
(22-9)	$Vn = 0,35 \lambda \sqrt{f'c} bw h$
(22-10)	$Vn = 0,35 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} bo h$