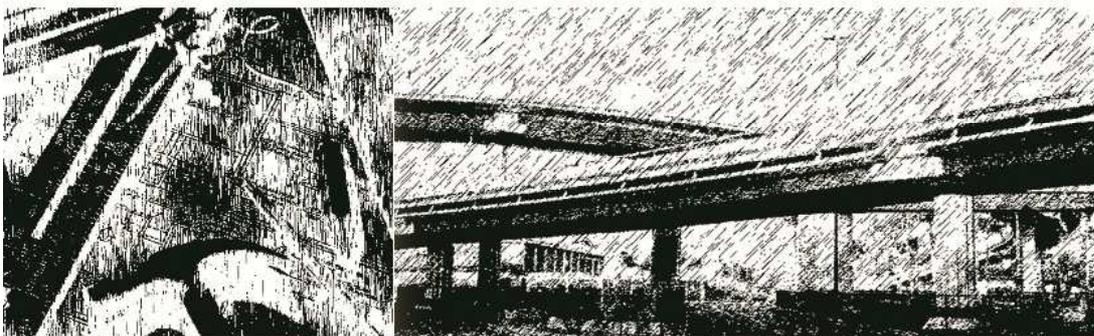
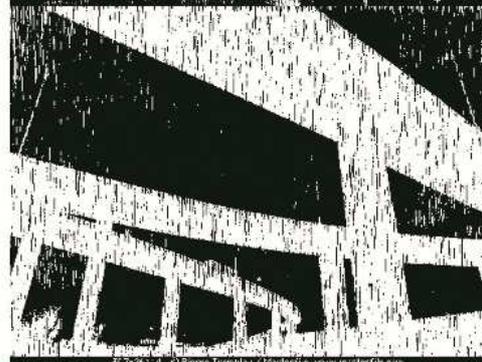
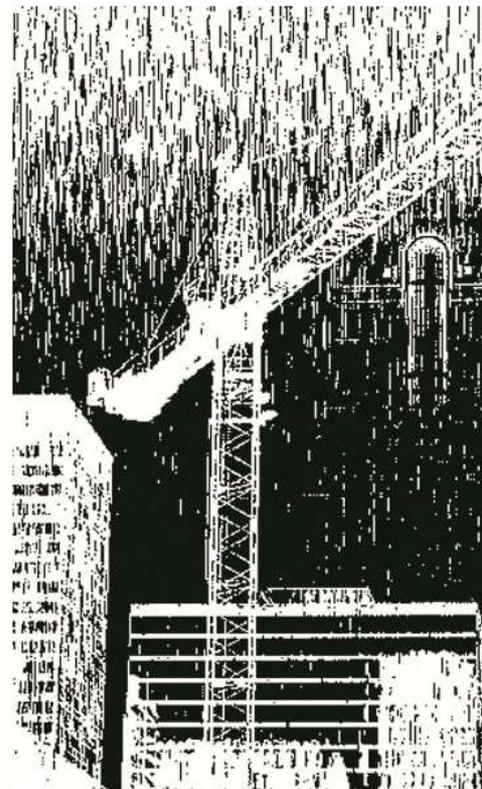


REGLAMENTO PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS EN HORMIGÓN ARMADO



R-033 Decreto
No. 50-12



DGRS Dirección General de
Reglamentos y Sistemas

MOPE
Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones
REPÚBLICA DOMINICANA

UNIDAD 5
ESTRUCTURAS

Título 2
Reglamento para Diseño y Construcción
de Estructuras en Hormigón Armado

TABLA DE CONTENIDO

TÍTULO I CONSIDERACIONES GENERALES	1
CAPÍTULO I OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN	1
CAPÍTULO II UNIDADES Y TÍTULOS DEL REGLAMENTO GENERAL DE EDIFICACIONES	3
CAPÍTULO III DEFINICIONES Y NOTACIÓN	3
CAPÍTULO IV DOCUMENTOS DEL PROYECTO ESTRUCTURAL	16
TÍTULO II REQUERIMIENTOS PARA HORMIGÓN ARMADO	17
CAPÍTULO I CEMENTO, AGREGADOS Y AGUA	17
CAPÍTULO II ACERO DE REFUERZO	18
CAPÍTULO III RECUBRIMIENTOS	21
CAPÍTULO IV BARRAS EN PAQUETES	22
CAPÍTULO V TIPOS DE HORMIGÓN	22
CAPÍTULO VI LÍMITES DE APLICACIÓN DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ACERO	23
TÍTULO III CARGAS	23
CAPÍTULO I CARGAS MÍNIMAS	23
CAPÍTULO II FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES	24
CAPÍTULO III COMBINACIONES DE CARGAS PARA DISEÑO POR ESFUERZO ADMISIBLE	25
TÍTULO IV REQUISITOS GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO	26
CAPÍTULO I REQUISITOS GENERALES	26
CAPÍTULO II ANÁLISIS ESTRUCTURAL	26
CAPÍTULO III DISEÑO A LA ROTURA	27
CAPÍTULO IV FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA ϕ	27
CAPÍTULO V SUPOSICIONES BÁSICAS PARA EL DISEÑO	28
CAPÍTULO VI CONTROL DE DEFORMACIONES	30
CAPÍTULO VII EFECTOS SÍSMICOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	31
CAPÍTULO VIII APLASTAMIENTO	32
TÍTULO V VIGAS	32
CAPÍTULO I DIMENSIONES MÍNIMAS	32
CAPÍTULO II DISEÑO DE ARMADURAS DE FLEXIÓN EN SECCIONES RECTANGULARES	33
CAPÍTULO III DISEÑO DE ARMADURAS DE FLEXIÓN EN SECCIONES "T"	35
CAPÍTULO IV CUANTÍA MÍNIMA	37
CAPÍTULO V DETALLES DEL REFUERZO	38
CAPÍTULO VI DISEÑO PARA FUERZA CORTANTE	40
CAPÍTULO VII DISEÑO PARA TORSIÓN	43

TÍTULO VI LOSAS	47
CAPÍTULO I GENERALIDADES	47
CAPÍTULO II MÉTODOS DE ANÁLISIS.....	48
CAPÍTULO III DISEÑO DE ARMADURAS	51
CAPÍTULO IV DETALLES DEL REFUERZO.....	52
CAPÍTULO V REACCIONES SOBRE LOS APOYOS	56
TÍTULO VII COLUMNAS.....	57
CAPÍTULO I DIMENSIONES.....	57
CAPÍTULO II DISEÑO DE ARMADURAS LONGITUDINALES	58
CAPÍTULO III EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ.....	59
CAPÍTULO IV DISEÑO DE ARMADURAS DE CORTE	63
CAPÍTULO V DETALLES DEL REFUERZO LONGITUDINAL	64
CAPÍTULO VI DETALLES DEL REFUERZO TRANSVERSAL	66
CAPÍTULO VII NUDOS DE PÓRTICOS.....	69
TÍTULO VIII MUROS	72
CAPÍTULO I CONSIDERACIONES GENERALES	72
CAPÍTULO II DIMENSIONES MÍNIMAS.....	72
CAPÍTULO III DISEÑO DE ARMADURAS VERTICALES	72
CAPÍTULO IV MÉTODO DE DISEÑO EMPÍRICO	73
CAPÍTULO V ELEMENTOS DE BORDE.....	73
CAPÍTULO VI DISEÑO PARA FUERZA CORTANTE	75
CAPÍTULO VII DETALLES DEL REFUERZO.....	76
CAPÍTULO VIII VIGAS DE ACOPLAMIENTO	78
TÍTULO IX ZAPATAS	80
CAPÍTULO I CONSIDERACIONES GENERALES	80
CAPÍTULO II ESFUERZOS EN EL TERRENO	80
CAPÍTULO III ZAPATAS AISLADAS PARA COLUMNAS	81
CAPÍTULO IV ZAPATAS PARA MUROS	85
CAPÍTULO V ZAPATAS COMBINADAS Y LOSAS DE FUNDACIÓN (PLATEAS)	87
CAPÍTULO VI VIGAS DE ARROSTRAMIENTO	87
TÍTULO X CONSTRUCCIÓN	88
CAPÍTULO I ENCOFRADOS Y MOLDES	88
CAPÍTULO II ELABORACIÓN Y COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS	89
CAPÍTULO III DOSIFICACIÓN DEL HORMIGÓN	94
CAPÍTULO IV MEZCLADO DEL HORMIGÓN.....	95
CAPÍTULO V COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN	97
CAPÍTULO VI JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN	97

CAPÍTULO VII CONDUCTOS Y TUBERÍAS	98
CAPÍTULO VIII EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN	100
CAPÍTULO IX CURADO DEL HORMIGÓN	101
CAPÍTULO X DESENCOFRADO Y DESMOLDE.....	101
TÍTULO XI DISPOSICIONES FINALES.....	102
ANEXO 1.- DISEÑO DE SECCIONES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA CON GRAN EXCENRICIDAD SEGÚN EL REGLAMENTO ACI 318-02	103
ANEXO 2.- TABLAS PARA EL DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA CON GRAN EXCENRICIDAD SEGÚN EL REGLAMENTO ACI 318-02	109
ANEXO 3.- CUANTÍA MÍNIMA EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN	115
ANEXO 4.- COEFICIENTES PARA EL CÁLCULO DE MOMENTOS EN LOSAS.....	116
ANEXO 5.- PROCEDIMIENTO APROXIMADO PARA CONSTRUIR DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS Y MUROS.....	128
ANEXO 6.- DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN ADIMENSIONALES PARA SECCIONES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA (FLEXO COMPRESIÓN).....	130
ANEXO 7.- DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN ADIMENSIONALES PARA SECCIONES SOMETIDAS A FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA (FLEXO COMPRESIÓN ESVIADA)	147
ANEXO 8	163

DECRETO NO. 50-12

CONSIDERANDO: Que es deber del Estado dominicano garantizar la seguridad ciudadana mediante el establecimiento de requisitos mínimos para el diseño y la construcción de las obras, acorde con nuestra realidad y avances tecnológicos;

CONSIDERANDO: La importancia de establecer medidas que garanticen el diseño y la construcción de edificaciones, de acuerdo a lineamientos que respondan a una estabilidad y seguridad estructural, acorde a nuestras condiciones geológicas y sísmicas;

CONSIDERANDO: Que de acuerdo a la Ley No.687, del 27 de julio del 1982, la Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines es la única autoridad estatal encargada de definir la política de reglamentación técnica de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines, mediante el sistema establecido en dicha ley;

CONSIDERANDO: Que es deber ciudadano acatar las disposiciones emanadas de los poderes públicos de la Nación;

VISTA: La Ley no. 687, del 27 de julio del 1982, que crea un sistema de reglamentación para la preparación y ejecución de proyectos y obras relativas a la ingeniería, la arquitectura y ramas afines;

En ejercicio de las atribuciones que me confiere el Artículo 128, de la Constitución de la República, dicto el siguiente

REGLAMENTO PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS EN HORMIGÓN ARMADO

TÍTULO I

CONSIDERACIONES GENERALES

CAPÍTULO I

OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Artículo 1. OBJETIVO. Establecer los criterios mínimos a aplicar en la planificación, diseño, ejecución, control de calidad de los materiales, inspección y supervisión de obras de edificaciones de hormigón armado, para fomentar, asegurar y proteger la vida, economía, comodidad y bienestar común, mediante requisitos que garanticen solidez, estabilidad y seguridad adecuadas en esas obras.

Artículo 2. CAMPO DE APLICACIÓN. Este Reglamento será aplicado en el diseño y la construcción de las estructuras de hormigón armado en:

- a) **Edificios de Bloques.** Según se define en el Artículo 10 (25), y que cumplan con el Artículo 3a.
- b) **Edificios de Pórticos.** Según se define en el Artículo 10, (26), y que cumplan con el Artículo 3b.

Artículo 3. LIMITACIONES PARA LA APLICACIÓN DEL REGLAMENTO. Este Reglamento será aplicado, siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos:

a) **EDIFICIOS DE BLOQUES**

- 1. Pendiente máxima de vigas o losas. Cuando se usen vigas o losas inclinadas, la pendiente no podrá ser mayor de 15 grados.
- 2. Pendiente máxima del terreno de fundación. La pendiente del terreno donde se va a construir no puede tener, en ninguna dirección, un desnivel mayor que la altura del primer piso, ni puede ser mayor de 30 grados.

b) **EDIFICIOS DE PÓRTICOS**

- 1. Número máximo de pisos. El máximo número de pisos para edificios diseñados usando este Reglamento es de cinco, incluyendo el piso al nivel del terreno, con una altura total no mayor de 20 m; excepto lo indicado en el Artículo 253 y Artículo 254.
- 2. Altura máxima de entrepiso. La altura máxima de entrepiso, de piso a piso terminado, no debe ser mayor de 4 m.
- 3. Pendiente máxima de vigas o losas. Cuando se usen vigas o losas inclinadas, la pendiente no podrá ser mayor de 15 grados.
- 4. Pendiente máxima del terreno de fundación. La pendiente del terreno donde se va a construir no puede tener, en ninguna dirección, un desnivel mayor que la altura del primer piso, ni puede ser mayor de 30 grados, siempre y cuando lo permita el estudio de mecánica de suelos.

Artículo 4. CASOS NO CUBIERTOS POR ESTE REGLAMENTO. Para el diseño y la construcción de edificios de hormigón armado que no estén incluidos dentro del campo de aplicación de este reglamento, se deberán aplicar en su totalidad los códigos, guías, Reglamentos y especificaciones más recientes

publicados por el Instituto Americano del Hormigón (ACI) (American Concrete Institute), en especial los siguientes:

- a) **ACI 117.** Especificaciones Estándares de Tolerancias para Construcciones de Hormigón y Materiales (Standard Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Materials).
- b) **ACI 301.** Especificaciones para Hormigón Estructural (Specifications for Structural Concrete).
- c) **ACI 304.** Guía para la Dosificación, Mezclado, Transporte y Colocación del Hormigón (Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete).
- d) **ACI 315.** Detalles y Detallado del Refuerzo del Hormigón (Details and Detailing of Concrete Reinforcement).
- e) **ACI 318.** Reglamento de las Construcciones de Hormigón Armado y Comentarios (Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary).

Artículo 5. Para planeación, diseño y construcción de estructuras de hormigón armado en edificios de poca altura, que no estén incluidos dentro del campo de aplicación de este Reglamento, que cumplan con las restricciones de ocupación, número de pisos y área indicadas en él, se permite la aplicación del siguiente Reglamento:

- a) **ACI IPS-1.** Requerimientos Esenciales para Edificios de Hormigón Armado (Para Edificios de Tamaño y Altura Limitados, Basado en ACI 318-02) (Essential Requirements for Reinforced Concrete Buildings (For Buildings of Limited Size and Height, Based on ACI 318-02)).

Artículo 6. OTRAS NORMAS. Se permitirá el uso de métodos de análisis y diseño estructural diferentes a los prescritos por este Reglamento, siempre y cuando el diseñador estructural presente evidencia que demuestre que la alternativa propuesta cumple con sus propósitos en cuanto a seguridad, durabilidad y resistencia, especialmente sísmica, y además se sujete a los requisitos siguientes:

- a) Se presente junto a las memorias de cálculo, una copia completa de las normas que se estén usando.
- b) Se cumpla con los requisitos de cargas mínimas vigentes.
- c) Se cumplan los requisitos de detallamiento de armaduras, exigidos por el ACI para asegurar la ductilidad de la estructura frente a una sollicitación sísmica.

Artículo 7. APLICACIÓN TRANSITORIA. El presente Reglamento se ajustará a los requisitos del Reglamento M-001, sobre Análisis Sísmico de Estructuras, vigente hasta tanto sea sustituido por el título 1 de la Unidad 5: Cargas Mínimas.

Artículo 8. COMENTARIOS. Los artículos que contengan el símbolo (►) previo al número del artículo, contienen disposiciones complementarias para su aplicación, en el anexo de este Reglamento.

CAPÍTULO II UNIDADES Y TÍTULOS DEL REGLAMENTO GENERAL DE EDIFICACIONES

Artículo 9. El Reglamento General de Edificaciones lo conforman las siguientes unidades y títulos, incluida esta unidad, y le serán complementarios los demás reglamentos necesarios para la debida concepción del proyecto y ejecución de la obra en cuestión:

- **UNIDAD 1. REQUERIMIENTOS GENERALES DE APLICACIÓN Y TRAMITACIÓN DE PLANOS**
- **UNIDAD 2. DISPOSICIONES ARQUITECTÓNICAS**
- **UNIDAD 3. SISTEMAS DE SEGURIDAD CONTRA INCENDIOS**
- **UNIDAD 4. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS**
- **UNIDAD 5. ESTRUCTURAS**
 - *TÍTULO 1: CARGAS MÍNIMAS*
 - *TÍTULO 2: HORMIGÓN ARMADO*
 - *TÍTULO 3: MAMPOSTERÍA*
 - *TÍTULO 4: MADERA*
 - *TÍTULO 5: ACERO*
 - *TÍTULO 6: ANÁLISIS Y DISEÑO BÁSICO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS*
 - *TÍTULO 7: METODOLOGÍA PARA EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD Y REDISEÑO DE REFUERZO EN EDIFICACIONES*
- **UNIDAD 6. SISTEMAS ELÉCTRICOS EN EDIFICACIONES**
 - *TÍTULO 1: INSTALACIONES ELÉCTRICAS EN EDIFICACIONES*
- **UNIDAD 7. SISTEMAS SANITARIOS**
 - *TÍTULO 1: INSTALACIONES SANITARIAS EN EDIFICACIONES Y PROYECTOS DE URBANIZACIÓN*
- **UNIDAD 8. SISTEMAS MECÁNICOS**
 - *TÍTULO 1: VENTILACIÓN Y AIRE ACONDICIONADO*
 - *TÍTULO 2: SISTEMAS DE REFRIGERACIÓN*
 - *TÍTULO 3: SISTEMAS DE SUMINISTRO Y DISTRIBUCIÓN DE GAS.*
- **UNIDAD 9. ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCIÓN**

CAPÍTULO III DEFINICIONES Y NOTACIÓN

Artículo 10. DEFINICIONES. Las siguientes definiciones corresponden a los términos más usados en el presente Reglamento:

1. **ACI.** Instituto Americano del Hormigón (American Concrete Institute).

2. **ADITIVO.** Material diferente al cemento, a los agregados o al agua que se añade al hormigón, antes o durante la mezcla, para modificar una o varias de sus propiedades; sin perjudicar su durabilidad ni su capacidad de resistir esfuerzos.
3. **AGREGADO.** Conjunto de partículas inertes, naturales o artificiales, tales como: arena, gravilla, grava, etc., que al ser mezclado con el material cementante y el agua produce el hormigón.
4. **ALAMBRE.** Elemento de acero que cumple las normas ASTM A 496 y ASTM A 82, utilizado como refuerzo. Puede ser liso o corrugado.
5. **ALTURA ÚTIL O EFECTIVA.** En una sección sometida a flexión la distancia entre el extremo más comprimido y el centro de gravedad del refuerzo de tracción.
6. **ANÁLISIS.** Procedimiento mediante el cual se calculan las fuerzas interiores y deformaciones en los elementos de una estructura sometida a la acción de uno o más estados de carga.
7. **ASENTAMIENTO.** Hundimiento o descenso del nivel de una estructura o parte de ella, debido a la compresión y deformación del suelo o roca de fundación.
8. **ASTM.** Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (American Society for Testing and Materials).
9. **AWS.** Asociación Americana de Soldadura (American Welding Society).
10. **BARRA CORRUGADA.** Barra con un núcleo de sección circular, en cuya superficie existen resaltes que tienen por objeto aumentar la adherencia entre el hormigón y el acero, que cumple con las normas ASTM A 706 y ASTM A 615.
11. **BARRA LISA.** Barra de sección transversal circular sin resaltes o nervios especiales, que cumple con la norma ASTM A 615.
12. **CARGA MUERTA.** Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo, incluye muros y particiones divisorias de ambiente y el peso de equipos permanentes.
13. **CARGA VIVA.** Carga debida al uso y la ocupación del edificio, sin incluir viento, sismo o carga muerta.
14. **CARGAS DE SERVICIO.** Todas las cargas, muertas o vivas, que actúan sobre la estructura o parte de ésta, sin estar afectadas por ningún coeficiente de carga.
15. **CARGAS NO PERMANENTES.** Todas las cargas, excepto la carga muerta, que actúan sobre la estructura o parte de ésta.
16. **CARGAS PERMANENTES.** Cargas muertas.
17. **CARGAS ÚLTIMAS O FACTORIZADAS.** Cargas que producirían la rotura de los diferentes elementos estructurales. Se obtienen a partir de las cargas de servicio, afectadas por un factor de carga mayor que uno, de acuerdo con las ecuaciones de combinación.

18. **CEMENTO.** Material que cumple con las especificaciones ASTM C 150, que tiene propiedades cementantes cuando se utiliza en la fabricación del hormigón, ya sea por sí mismo, como es el caso del cemento hidráulico (Portland); el cemento adicionado y el cemento expansivo; o cuando estos últimos obran en combinación con cenizas volantes, puzolanas, escoria siderúrgica y humo de sílice.
19. **CIMENTACIÓN.** Conjunto de los elementos estructurales destinados a transmitir las cargas de una estructura al suelo o roca de apoyo.
20. **COLUMNA.** Elemento estructural cuya sollicitación principal es la carga axial de compresión, acompañada o no de momentos flexores, torsión o fuerzas cortantes y con una relación de longitud a su menor dimensión de la sección de 3 ó más.
21. **CONCRETO.** Anglicismo de hormigón.
22. **CURADO.** Proceso por medio del cual el hormigón endurece y adquiere resistencia, una vez colocado en su posición final.
23. **DISEÑO.** Procedimiento mediante el cual se verifica que los elementos de hormigón armado resisten las sollicitaciones obtenidas del análisis de la estructura, y se calcula la cantidad y ubicación del acero de refuerzo que se requiere para resistir dichas sollicitaciones.
24. **DISEÑO A LA ROTURA.** Método de diseño que consiste en demostrar que las sollicitaciones debidas a las cargas factorizadas son menores o iguales que las fuerzas nominales de rotura de la sección multiplicadas por el factor de reducción de resistencia ϕ .
25. **EDIFICIOS DE BLOQUES.** Son edificaciones, incluyendo viviendas de uno y dos pisos, cuya estructura portante principal, tanto para cargas verticales como horizontales, está conformada por muros de bloques de hormigón, diseñadas y construidas según el "Reglamento para Construcción y diseño de Estructuras de Mampostería".
26. **EDIFICIOS DE PÓRTICOS.** Son edificaciones cuya estructura portante principal, tanto para cargas verticales como horizontales, está conformada por pórticos de hormigón armado diseñados y construidos según este Reglamento.
27. **EFFECTOS DE VIENTO.** Las sollicitaciones de flexión, torsión, fuerzas cortantes, cargas axiales y deformaciones ocasionadas a los elementos estructurales por la acción del viento, en una estructura cualquiera.
28. **EFFECTOS SÍSMICOS.** Las sollicitaciones de flexión, torsión, fuerzas cortantes, cargas axiales y deformaciones ocasionadas a los elementos estructurales por la acción de un terremoto, en una estructura cualquiera.
29. **EFFECTOS TÉRMICOS.** Los esfuerzos y las deformaciones ocasionados en los elementos de las estructuras por variaciones en la temperatura.
30. **ENCOFRADO.** Estructura provisional de madera o elementos metálicos, de forma, dimensiones y seguridad adecuadas para la colocación del refuerzo y el hormigón de un elemento estructural, y sostenerlos mientras el hormigón adquiere la resistencia adecuada.
31. **ESFUERZO.** Intensidad de fuerza por unidad de área.
32. **ESTADO LÍMITE DE ROTURA.** Cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluye la

cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

33. **ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.** La ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación; pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.
34. **ESTRIBOS.** Elementos que corresponden a una forma de refuerzo transversal, utilizados para resistir fuerzas cortantes, torsión y para proveer confinamiento al núcleo del elemento, consistentes en barras corrugadas, barras lisas, alambres o malla electrosoldada, de una o varias ramas, doblados en forma de L, U, C o rectangulares y colocados perpendicularmente al refuerzo longitudinal o formando un ángulo con él.
35. **ESTRIBO DE CONFINAMIENTO.** Es un estribo rectangular cerrado, de barra de diámetro al menos $\varnothing 3/8''$ (Nº 3), o un estribo continuo enrollado en forma de espiral (zuncho) alrededor del refuerzo longitudinal. Los estribos de confinamiento pueden estar compuestos de varios elementos de refuerzo; pero todos ellos deben tener en sus extremos ganchos sísmicos de 135° , o más, con una extensión de 6 diámetros de barra, pero no menor de 7.5 cm; que abrazan el refuerzo longitudinal y son proyectados hacia el interior de la sección del elemento.
36. **FACTORES DE CARGA.** Son los factores por los que deben ser multiplicadas las cargas de servicio para obtener las cargas factorizadas para el diseño a la rotura.
37. **FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA ϕ .** Coeficiente menor que uno, que multiplica la resistencia nominal para convertirla en resistencia de diseño.
38. **FLEXIÓN COMPUESTA.** Fuerza axial (tracción o compresión) simultánea con flexión respecto a uno de los ejes principales de inercia de una sección.
39. **FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA.** Fuerza axial (tracción o compresión) simultánea con flexión respecto a ambos ejes principales de inercia de una sección.
40. **FLEXIÓN OBLICUA.** Flexión respecto a ambos ejes principales de inercia de una sección.
41. **FLEXIÓN SIMPLE.** Flexión respecto a uno de los ejes principales de inercia de una sección.
42. **FUERZA AXIAL.** Fuerza (tracción o compresión) que actúa en el centro de gravedad de una sección, paralela al eje longitudinal del elemento.
43. **FUERZA CORTANTE.** Fuerza que actúa en el centro de gravedad de una sección, perpendicular al eje longitudinal del elemento, en un plano que contiene uno de los ejes principales de la sección.
44. **GRAPA.** Es un estribo de una sola pata o rama, de barra de diámetro al menos $\varnothing 3/8''$ (Nº 3), que tiene en un extremo un dobléz a 135° , con una extensión recta de longitud mayor o igual a $6 \cdot d_b$; pero no menor de 7.5 cm; con un diámetro de doblado de $4 \cdot d_b$, y en el otro extremo, un dobléz de 90° más una extensión recta de longitud mayor o igual a $6 \cdot d_b$, en el extremo de la barra, con un diámetro de doblado de $4 \cdot d_b$.
45. **HORMIGÓN.** Material de construcción que se obtiene a partir de una mezcla homogénea de material cementante, agregados inertes y agua, con o sin aditivos.

46. **HORMIGÓN ARMADO.** Material constituido de hormigón que tiene un refuerzo de barras de acero dispuestas convenientemente en su interior.
47. **JUNTA DE CONSTRUCCIÓN.** Interrupción de la colocación del hormigón, ya sea temporal o permanente.
48. **JUNTA DE EXPANSIÓN.** Separación entre porciones adyacentes de la edificación, localizada en un lugar establecido durante el diseño de la estructura, de tal manera que no interfiera con su comportamiento, y que al mismo tiempo permita desplazamientos en las direcciones apropiadas y que impida la formación de fisuras y grietas en otras partes de la estructura.
49. **LONGITUD DE DESARROLLO.** Es la longitud del refuerzo embebido en el hormigón, requerida para desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.
50. **LOSA.** Elemento estructural horizontal o aproximadamente horizontal, macizo o con nervaduras, que trabaja en una o dos direcciones, de espesor pequeño en relación con sus otras dos dimensiones, y que resiste cargas que actúan en una dirección perpendicular a su plano medio.
51. **LOSAS NERVADAS** Una losa nervada consiste en una combinación monolítica de nervios espaciados regularmente, en una o en dos direcciones, y de una losa superior que actúa también en una o en dos direcciones, de acuerdo con la acción de los nervios. Los nervios pueden ser prefabricados, y la losa puede ser parcialmente prefabricada; pero, como mínimo, una parte de su espesor debe ser vaciado en sitio. Los entresijos construidos con losas aligeradas (Hollow Core) o viguetas "Doble T" pretensadas prefabricadas no caen dentro de esta definición.
52. **MEMORIA DE CÁLCULOS.** Justificación técnica de los refuerzos, dimensiones y especificaciones de una estructura, tal como se presentan en los planos de construcción.
53. **MÓDULO DE ELASTICIDAD.** Relación entre el esfuerzo de tracción o de compresión y la deformación unitaria producida por aquel, para esfuerzos inferiores al límite proporcional del material.
54. **MOMENTO POSITIVO.** El que produce esfuerzos de tracción en la cara inferior de vigas y losas.
55. **MOMENTO NEGATIVO.** El que produce esfuerzos de tracción en la cara superior de vigas y losas.
56. **MOPC.** Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones.
57. **MURO.** Elemento cuyo espesor es mucho menor en relación con sus otras dos dimensiones, usualmente vertical, utilizado para delimitar espacios, y que resiste cargas que actúan en una dirección paralela a su plano medio.
58. **NERVIO.** Elemento estructural secundario que forma parte de una losa nervada, el cual trabaja principalmente a flexión.
59. **NUDO.** Es la porción de la columna limitada por las superficies superiores e inferiores de las vigas que llegan a ella.

60. **PEDESTAL.** Elemento vertical sometido a compresión, acompañado o no de momentos flexores, fuerzas cortantes o torsión, y que tiene una longitud libre no mayor de tres veces su mínima dimensión transversal.
61. **PÓRTICO.** Conjunto estructural constituido por vigas y columnas unidas rígidamente.
62. **PREFABRICADO.** Elemento de hormigón, con o sin refuerzo, que se construye en un lugar diferente al de su posición final dentro de la estructura.
63. **RECUBRIMIENTO.** La menor distancia entre la superficie del refuerzo longitudinal o transversal y la superficie exterior de la sección de hormigón.
64. **REFUERZO.** Barras de acero colocadas en el hormigón para, en conjunto con él, resistir fuerzas de tracción, de compresión, de corte o de torsión.
65. **REFUERZO EN ESPIRAL.** Refuerzo transversal consistente en una hélice continua de barra de acero liso o corrugado, que cumple ciertas limitaciones de cuantía volumétrica. (Ver Zunchado).
66. **REFUERZO LONGITUDINAL.** Refuerzo que se coloca paralelo a la longitud mayor del elemento. Se destina para resistir fuerzas axiales y momentos flexores.
67. **REFUERZO NEGATIVO.** El refuerzo destinado a resistir los efectos del momento negativo.
68. **REFUERZO POSITIVO.** El refuerzo destinado a resistir los efectos del momento positivo.
69. **REFUERZO TRANSVERSAL.** El refuerzo destinado a resistir los efectos de la fuerza cortante y torsión. Incluye, igualmente, el destinado a impedir el pandeo del refuerzo principal en las columnas o en los elementos sometidos a fuerzas de compresión, y el que produce confinamiento.
70. **REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA.** En losas armadas en una dirección, es el refuerzo perpendicular al refuerzo principal, destinado a resistir los esfuerzos causados por variación de temperatura o por retracción de fraguado.
71. **RESISTENCIA A LA FLUENCIA (f_y).** Valor de la resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo que se utiliza en el diseño para determinar la resistencia nominal de los elementos de hormigón armado.
72. **RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A LA COMPRESIÓN (f'_c).** Resistencia nominal especificada a los 28 días, que se utiliza en el diseño para determinar la resistencia nominal de los elementos de hormigón armado.
73. **RESISTENCIA DE DISEÑO O RESISTENCIA ÚLTIMA.** Resistencia nominal de un elemento, o sección de él, multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ .
74. **RESISTENCIA NOMINAL.** Resistencia de un elemento, o sección de él, calculada analíticamente de acuerdo con los requisitos y suposiciones del método de diseño a la rotura y sin incluir ningún coeficiente de reducción de resistencia.
75. **REVENIMIENTO ("SLUMP") (ENSAYO DE).** Resultado del ensayo de manejabilidad de una mezcla de hormigón.

76. **TORSIÓN PRIMARIA.** Cuando la rigidez torsional del elemento sometido a torsión es indispensable para la estabilidad de la estructura.
77. **TORSIÓN SECUNDARIA.** Cuando si se desprecia la rigidez torsional del elemento sometido a torsión, el sistema sigue siendo estable.
78. **VIGA.** Elemento estructural, horizontal o aproximadamente horizontal, cuya dimensión longitudinal es mayor que las otras dos y su sollicitación principal es el momento flexor, acompañado o no de cargas axiales, fuerzas cortantes y torsiones.
79. **VIGA DE ACOPLAMIENTO.** Viga de gran peralte, cuyas sollicitaciones principales son fuerza cortante y momento flexor, que se usa para conectar muros, con el fin de aportar rigidez y disipación de energía a la estructura.
80. **VIGAS DE ARROSTRAMIENTO.** Son elementos colocados debajo del nivel del terreno y encima de las zapatas, que forman una red amarrando todas las columnas y muros en la base del edificio. En plateas, las vigas de la platea sirven para hacer la misma función
81. **ZUNCHADO.** Elementos que soportan cargas de compresión, refuerzo transversal consistente en una barra continua que se enrolla en forma de espiral alrededor del refuerzo longitudinal formando círculos, rectángulos o cualquier otra forma poligonal, sin tener esquinas hacia adentro de la sección.

Artículo 11. NOTACIÓN GENERAL

- **a** Altura del bloque de compresión en la sección [cm]
- **A_a** Coeficiente que representa la aceleración sísmica pico efectiva para diseño
- **A_b** Área de una barra individual de refuerzo [cm²]
- **A_c** Área del núcleo de la sección en una columna zunchada, hasta el diámetro exterior de la espiral [cm²]
- **A_g** Área bruta de la sección transversal [cm²]
- **A_J** Área de la sección transversal efectiva en el nudo [cm²]
- **A_I** Área total de refuerzo longitudinal para resistir torsión [cm²]
- **A_{oh}** Área delimitada por el centro del estribo más exterior de la sección [cm²]
- **A_p** Área de hormigón sometida a una fuerza normal céntrica de compresión (área de aplastamiento) [cm²]
- **A_s** Área del refuerzo longitudinal [cm²]
- **A_{sfc}** Refuerzo de la franja central de la zapata [cm²]
- **A_{st}** Área total de refuerzo longitudinal [cm²]
- **A_{stot}** Refuerzo total en la dirección corta [cm²]

- **a_t** Refuerzo transversal en cada cara de la sección para resistir torsión, por metro de longitud [cm^2/m]
- **A_t** Área de una pata de un estribo cerrado resistiendo torsión en la distancia s [cm^2]
- **a_v** Refuerzo transversal para resistir fuerza cortante, por metro de longitud [cm^2/m]
- **A_v** Área total de refuerzo de corte perpendicular al eje del elemento en una distancia s , igual al producto del área de la sección de la barra del estribo por el número de patas verticales del estribo [cm^2]
- **a_{vh}** Refuerzo de corte horizontal requerido por metro de longitud vertical [cm^2/m]
- **A_{vh}** Área de refuerzo de corte paralelo al eje del elemento en una distancia s [cm^2]
- **b** Ancho de la zona de compresión de un elemento o ancho de la sección transversal de un elemento [cm]
- **b_f** Ancho del lado comprimido de la sección de una viga T [cm]
- **b_o** Longitud del perímetro de la sección crítica [cm]
- **b_w** Ancho del nervio o alma de la sección de una viga [cm]
- **b_x, b_y** Dimensiones de la zapata, según los ejes de referencia X e Y [cm]
- **b_z** Ancho de la zona de compresión = dimensión b_x o b_y de la zapata, según el caso analizado [cm]
- **C_m** Coeficiente que relaciona el diagrama de momento real con un diagrama equivalente de momento uniforme en columnas esbeltas en sistemas desplazables.
- **C_x, C_y** Dimensiones de la columna, según los ejes de referencia [cm]
- **d** Altura útil de la sección, distancia desde el borde comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura traccionada [cm]
- **D** Carga Muerta
- **d_b** Diámetro nominal de una barra individual o alambre de refuerzo [cm]
- **d_c** Diámetro exterior del refuerzo en espiral en columnas zunchadas [cm] (Véase Fig. 30)
- **d_p** Altura útil promedio de las dos direcciones [cm]
- **d_w** Altura útil en un muro: distancia desde el borde comprimido al centro de gravedad de la armadura traccionada ($\approx 0.80 \cdot l_w$) [cm]
- **E** Fuerzas sísmicas.
- **E_c** Módulo elástico del hormigón [kg/cm^2]
- **E_s** Módulo elástico del acero [kg/cm^2]

- f'_c Esfuerzo nominal de rotura del hormigón [kg/cm²]
- f'_{cr} Esfuerzo promedio de rotura del hormigón usado como base para hacer la dosificación de los componentes [kg/cm²]
- F Cargas debidas a fluidos de los cuales se conoce su peso específico, su presión y su máxima variación en la altura
- f_r Esfuerzo de rotura por tracción del hormigón [kg/cm²]
- f_s Esfuerzos en las armaduras [kg/cm²]
- F_x, F_y Coeficientes para el cálculo de momentos en losas de las tablas C.1 a C.12
- f_y Resistencia nominal a la fluencia del acero [kg/cm²]
- f_{yl} Esfuerzo de fluencia del refuerzo longitudinal de torsión [kg/cm²]
- f_{ypr} Esfuerzo máximo probable de fluencia del acero = $1.25 \cdot f_y$ [kg/cm²]
- f_{ys} Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal (estribos, zuncho) [kg/cm²]
- f_{yv} Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal de corte [kg/cm²]
- h Altura total, o espesor de un elemento, o altura de la sección transversal de un elemento [cm]
- H Cargas debidas al empuje lateral del suelo o a presión hidrostática
- h_f Espesor de la losa comprimida en una sección T [cm]
- h_n Distancia libre vertical entre apoyos laterales de una columna [cm]
- I_g Momento de inercia de la sección bruta de hormigón [cm⁴]
- k Coeficiente de longitud de pandeo para elementos sometidos a compresión
- k_a Coeficiente adimensional para calcular la altura del bloque de compresión a (Ecuación 47)
- ℓ Distancia (luz) de centro a centro de apoyos, luz de cálculo [cm]
- L Cargas vivas
- ℓ_a Longitud de apoyo de una viga sobre un muro [cm]
- ℓ_{be} Dimensión del elemento de borde en la dirección del muro [cm]
- ℓ_c, ℓ_l Dimensiones (luces) corta y larga de una losa [m]
- ℓ_d Longitud de desarrollo de una barra de refuerzo [cm]

- l_{dh} Longitud de desarrollo de una barra de refuerzo con un gancho estándar [cm]
- l_e Altura del piso bajo consideración, medida centro a centro de los nudos del pórtico [m].
- l_n Distancia (luz) libre, medida de cara a cara de los soportes [cm]
- L_r Carga viva sobre el techo o cubierta
- l_u Longitud no arriostrada de un elemento sometido a compresión [cm]
- l_v Distancia libre vertical entre soportes laterales de un muro [cm]
- l_w Longitud horizontal de un muro [cm]
- L_x, L_y Longitudes (luces) de cálculo de una losa en las direcciones X e Y [m] (Título VI)
- M_{fx} Momentos en el vano en la dirección X [kg-m/m]
- M_{fy} Momentos en el vano en la dirección Y [kg-m/m]
- M_n Momento nominal resistente de la sección [kg-cm]
- M_{pr} Momento máximo probable de rotura de una sección [kg-cm] con o sin fuerza axial, considerando un esfuerzo de fluencia del acero $f_{ypr} = 1.25 \cdot f_y$ y un factor de reducción de resistencia $\phi = 1.0$
- m_r Momento reducido. Coeficiente adimensional para el cálculo del refuerzo de flexión
- $m_{r \max}$ Valor máximo del momento reducido
- M_s Momento de diseño del refuerzo sobre el apoyo [kg-m/m]
- $M_{SO1,2}$ Momentos en los apoyos de losas adyacentes [kg-m/m]
- M_{SOx} Momento de la losa en el apoyo en la dirección X [kg-m/m]
- M_{SOy} Momento de la losa en el apoyo en la dirección Y [kg-m/m]
- M_u Momento debido a las cargas factorizadas [kg-cm]
- N_n Fuerza axial nominal resistente [kg]
- N_u Fuerza axial debida a las cargas factorizadas [kg]
- P_{0n} Fuerza axial nominal resistente máxima de elementos sometidos a compresión céntrica [kg]
- p_h Perímetro del área A_{oh} delimitada por el centro del estribo más exterior de la sección [cm]

REGLAMENTO PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS EN HORMIGÓN ARMADO

- P_n Fuerza axial nominal resistente de elementos sometidos a compresión o flexión compuesta [kg]
- P_{nw} Fuerza axial nominal resistente de un muro [kg]
- $P_{n(max)}$ Fuerza axial nominal máxima de diseño de elementos sometidos a compresión céntrica [kg]
- $P_{S,L}$ Cargas concentradas en los centros de los apoyos de una losa [kg]
- P_{tn} Fuerza axial nominal resistente de elementos sometidos a tracción céntrica [kg]
- P_u Fuerza axial debida a las cargas factorizadas [kg]
- q Carga uniforme sobre la losa [kg/m²]
- Q Índice de estabilidad
- q_a Esfuerzo admisible del terreno de fundación [kg/cm²]
- q_u Carga factorizada uniforme sobre la losa [kg/m²]
- r Radio de giro de la sección transversal de un elemento [cm]
- R Cargas debidas a la lluvia
- r_{ec} Recubrimiento: La menor distancia entre la superficie del refuerzo longitudinal o transversal y la superficie exterior de la sección de hormigón [cm]
- s Espaciamiento entre estribos, medido en la dirección paralela al refuerzo longitudinal [cm]
- s_{max} Espaciamiento máximo entre estribos [cm]
- s_{sk} Espaciamiento del refuerzo adicional en la zona traccionada de vigas de gran peralte [cm]
- S_x, S_y Coeficientes para el cálculo de momentos en losas de las tablas C.1 a C.12
- t Espesor de un muro [cm]
- T Fuerzas y efectos causados por expansión o contracción debida a cambios de temperatura, retracción de fraguado, flujo plástico, cambios de humedad, asentamientos diferenciales o combinación de varios de estos efectos
- t_{be} Espesor del elemento de borde en un muro [cm]
- T_n Momento torsor nominal resistente de la sección [kg.cm]
- T_s Momento torsor nominal resistido por el acero [kg.cm]
- T_u Momento torsor en la sección debido a las cargas factorizadas [kg.cm]
- U Estado último o estado límite de rotura

- V_c Fuerza cortante nominal resistida por el hormigón [kg]
- V_e Fuerza cortante de diseño calculada según el Artículo 128 [kg]
- V_n Fuerza cortante nominal resistente de la sección [kg]
- $V_{n\ max}$ La fuerza cortante nominal máxima [kg]
- V_s Fuerza cortante nominal resistida por el acero [kg]
- V_{sd} Fuerza cortante para el diseño del refuerzo por cortante [kg]
- V_u Fuerza cortante en la sección debida a las cargas factorizadas [kg]
- V_{uH} Fuerza cortante horizontal que actúa en el piso considerado [kg]
- W Carga de Viento
- $W_{S,L}$ Reacción de una losa como carga uniforme sobre la viga o apoyo [kg/m]
- X_e, Y_e Coordenadas del área donde puede actuar la resultante de las cargas no permanentes en una zapata [cm]
- α_s Coeficientes para el cálculo de V_c
- β Relación de la luz libre mayor entre la luz libre menor de una losa.
- β_1 Factor definido en el Artículo 79c
- β_c Relación de la dimensión máxima sobre la dimensión mínima de una columna
- β_z Relación de lado largo a lado corto de una zapata
- δ_{ns} Coeficiente de amplificación de momento por pandeo local
- Δ_o Deriva (desplazamiento horizontal relativo entre el nivel superior y el nivel inferior del piso considerado), debida a la fuerza cortante total V_{uH} que actúa sobre el piso y calculada de acuerdo con un análisis elástico de primer orden [cm]
- ϵ_c Deformación unitaria del hormigón
- ϵ_s Deformación unitaria del acero de refuerzo
- ϵ_y Deformación de fluencia del acero = f_y / E_s
- ϵ_t Deformación unitaria del acero más alejado del eje neutro en el estado nominal de rotura
- λ_o Longitud de la zona de nudo, donde se deben disponer estribos de confinamiento en las columnas [cm]
- ϕ Factor de Reducción de Resistencia

- ρ Cuantía: relación $A_s / b \cdot d$
- ρ_h Cuantía del refuerzo horizontal referida al área bruta de hormigón
- ρ_{max} Cuantía máxima de la armadura traccionada
- ρ_s Cuantía volumétrica del refuerzo en espiral, calculada como el cociente entre el volumen de acero en una vuelta de la espiral y el volumen del núcleo de concreto confinado, medido hasta la parte exterior de la espiral.
- ρ_t Cuantía referida al área bruta de la sección ($\rho_t = A_{st} / b \cdot h$)
- ρ_v Cuantía del refuerzo vertical referida al área bruta de hormigón ($\rho_v = A_{st} / b \cdot h$)
- ρ_{vh} Cuantía de la armadura horizontal requerida para cortante
- ΣP_u Suma de las cargas verticales acumuladas hasta el piso en consideración
- ω Cuantía mecánica = $\rho \cdot f_y / f'_c$

Artículo 12. OTROS ESTÁNDARES APLICADOS. Donde quiera que sea indicada alguna de las normas o su equivalente en las Normas dominicanas mencionadas a continuación, deberá ser aplicada según su requerimiento:

- **ASTM A 185** “Especificación para Malla Electrosoldada Lisa para Refuerzo” (Specification for Steel Welded Wire fabric, Plain, for Concrete Reinforcement)
- **ASTM A 497** “Especificación para Malla Electrosoldada Corrugada para Refuerzo” (Specification for Steel Welded Wire fabric, Deformed, for Concrete Reinforcement)
- **NORDOM 458 o ASTM A 615** “Especificación para Barras Lisas y Deformadas de Acero de Lingote para Refuerzo” (Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement)
- **ASTM A 706** “Especificación para Barras Lisas y Corrugadas de Acero de Baja Aleación para Refuerzo” (Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement)
- **ASTM C 31** “Práctica Estándar para la Fabricación y Curado en la Obra de Especímenes de Prueba de Hormigón” (Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field)
- **ASTM C 33** “Especificaciones para Agregados para Hormigón” (Specification for Concrete Aggregates)
- **ASTM C 39** “Método de Prueba Estándar para la Resistencia a la Compresión de Especímenes Cilíndricos de Hormigón” (Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens)
- **ASTM C 94** “Especificación para Hormigón Premezclado” (Specification for Ready-Mix Concrete)
- **ASTM C 150** “Especificación para Cemento Portland” (Specification for Portland Cement)

- **ASTM C 143** “Método de Prueba Estándar para el Revenimiento de Hormigón de Cemento Hidráulico” (Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete)
- **ASTM C 172** “Práctica Estándar para el Muestreo de Hormigón Fresco” (Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete)
- **ASTM C 192** “Práctica Estándar para la Fabricación y Curado en el Laboratorio de Especímenes de Prueba de Hormigón” (Standard Method of Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory)
- **ASTM C 494** “Especificación Estándar para Aditivos Químicos para Hormigón” (Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete)

CAPÍTULO IV DOCUMENTOS DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

Artículo 13. MEMORIA DE CÁLCULOS. En la memoria de cálculos se describirán, con el nivel de detalle suficiente para que puedan ser evaluados por un especialista externo al proyecto, los criterios de análisis y diseño estructural adoptados y los principales resultados del análisis y el dimensionado de las secciones de hormigón armado. Se incluirá una justificación del diseño de la cimentación. Debe incluir, como mínimo, lo siguiente:

- a) Descripción del sistema estructural
- b) Cargas usadas
- c) Características y resistencias de todos los materiales estructurales
- d) Resultados de los análisis y los diseños de los elementos estructurales
- e) Esquemas de las armaduras de refuerzo de todos los elementos estructurales
- f) Detalles de armaduras especiales por requisitos de ductilidad en nudos, vigas y columnas

Artículo 14. INFORME DE MECÁNICA DE SUELOS. El Informe de Mecánica de Suelos se debe hacer según lo especificado en el Reglamento Geotécnico. Debe incluir por lo menos:

- a) El tipo de investigación realizada
- b) El esfuerzo admisible del terreno
- c) Las características físicas del terreno, necesarias para calcular los empujes sobre muros de contención si fuese necesario
- d) Incidencia de excavaciones en estructuras adyacentes existentes

Artículo 15. PLANOS ESTRUCTURALES. Los planos estructurales deben incluir todos los detalles necesarios para construir el edificio. Además se debe incluir la siguiente información:

- a) Materiales a usar en cada uno de los elementos estructurales

- b) Cargas vivas y muertas usadas para el análisis y el diseño de los elementos estructurales
- c) Esfuerzo admisible del terreno usado para el diseño de las cimentaciones
- d) Detalles de armaduras especiales por requisitos de ductilidad en nudos, vigas y columnas

Artículo 16. SISTEMAS DE UNIDADES. Todos los documentos del proyecto estructural deberán ser preparados usando las unidades del Sistema Métrico Decimal (MKS) y especificar entre paréntesis () su equivalencia en el Sistema Internacional (SI)

TÍTULO II

REQUERIMIENTOS PARA HORMIGÓN ARMADO

CAPÍTULO I

CEMENTO, AGREGADOS Y AGUA

Artículo 17. CEMENTO. El cemento deberá cumplir con las especificaciones ASTM C 150 “Especificación para Cemento Portland” (Specification for Portland Cement).

Artículo 18. No se permitirá el empleo de cal en mezclas para hormigón armado.

Artículo 19. AGREGADOS. Los agregados para el hormigón deberán cumplir con la norma ASTM C 33 “Especificación para Agregados para Hormigón” (Specification for Concrete Aggregates).

Artículo 20. Se podrán usar agregados que no cumplan con las especificaciones anteriores, pero que hayan demostrado mediante su uso o ensayos especiales que producen hormigón con resistencia y durabilidad adecuadas.

Artículo 21. TAMAÑO MÁXIMO. El tamaño máximo nominal del agregado no deberá ser mayor que:

- a) 1/5 de la dimensión menor entre los lados de las formaletas
- b) 1/3 del espesor de las losas
- c) 3/4 del espaciamiento libre mínimo entre las barras o alambres individuales del refuerzo o paquetes de barras

Artículo 22. Estas limitaciones podrán ser obviadas si los métodos de compactación y la manejabilidad son tales que el hormigón puede ser colocado sin que se produzcan cucarachas, vacíos o segregación en la mezcla.

Artículo 23. AGUA. El agua utilizada en la mezcla del hormigón deberá estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de cloruros, aceites, ácidos, álcalis, sales, materiales orgánicos u otras sustancias que puedan ser dañinas para el hormigón o el refuerzo, o para el medio ambiente.

Artículo 24. Si el agua disponible no es potable, se deberán cumplir las siguientes condiciones:

- a) Que la dosificación esté basada en mezclas de hormigón hechas con agua de la misma fuente.

- b) Que los resultados de ensayos de resistencia del hormigón hechos con esa agua, tengan resistencias a la compresión a los 7 y 28 días de edad, iguales o mayores al 90% de las resistencias a la compresión de probetas similares hechas con agua potable que cumpla con lo indicado en el Artículo 23. La comparación de los ensayos, de resistencia debe ser hecha sobre hormigones idénticos, con excepción del tipo de agua empleada en la mezcla, preparados y ensayados de acuerdo con las normas ASTM C 172 “Práctica Estándar para el Muestreo de Hormigón Fresco” (Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete) y ASTM C 39 “Método de Prueba Estándar para la Resistencia a la Compresión de Especímenes Cilíndricos de Hormigón” (Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens).

CAPÍTULO II ACERO DE REFUERZO

Artículo 25. REFUERZO CORRUGADO. El refuerzo corrugado debe cumplir con las normas de calidad que se establecen en el presente Capítulo. La comprobación de la designación de la barra será realizada por la relación de su peso por metro, de acuerdo con los valores dados en la Tabla 1.

**TABLA 1
DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO**

Designación de la barra (véase la nota)	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			Peso Kg/m
		Diámetro cm	Área cm ²	Perímetro cm	
Nº 2	1/4"	0.64	0.32	2.0	0.253
Nº 3	3/8"	0.95	0.71	3.0	0.560
Nº 4	1/2"	1.27	1.27	4.0	0.994
Nº 5	5/8"	1.59	1.98	5.0	1.552
Nº 6	3/4"	1.91	2.85	6.0	2.235
Nº 8	1"	2.54	5.07	8.0	3.973

El Nº de la barra indica el número de octavos de pulgada del diámetro de referencia

Artículo 26. Las barras corrugadas para refuerzo deben cumplir con la norma ASTM A 706 Especificación para Barras Lisas y Corrugadas de Acero de Baja Aleación para Refuerzo (Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement) o con la norma ASTM A 615 Especificación para Barras Lisas y Deformadas de Acero de Lingote para Refuerzo (Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement).

Artículo 27. En estructuras diseñadas usando este Reglamento, no se deberán usar barras corrugadas de más de $\phi 1"$ (No 8).

Artículo 28. MALLAS ELECTROSOLDADAS. Las mallas electrosoldadas serán consideradas como una forma de refuerzo corrugado. Los alambres para mallas electrosoldadas y las mallas en sí, deben cumplir con lo siguiente:

- a) La Norma ASTM A 185 “Especificación para Malla Electrosoldada Lisa para Refuerzo” (Specification for Steel Welded Wire fabric, Plain, for Concrete Reinforcement) o la norma ASTM A 497 “Especificación para Malla Electrosoldada Corrugada para Refuerzo” (Specification for Steel Welded Wire fabric, Deformed, for Concrete Reinforcement) .
- b) El esfuerzo de fluencia especificado para malla electrosoldada no deberá ser mayor de 5,000 kg/cm² (Grado 70).

- c) En estructuras diseñadas usando este Reglamento, no se deberá usar malla electrosoldada con alambres de menos de 0.4 cm. de diámetro (W-2.0).

**TABLA 2
MALLA ELECTROSOLDADA**

Alambre	Diámetro [cm]	Área [cm ²]	Área [cm ² /m] con una separación CAC de:			
			10 cm	15 cm	20 cm	25 cm
W-1.50	0.351	0.097	0.968	0.645	0.484	0.387
W-2.00	0.405	0.129	1.290	0.860	0.645	0.516
W-2.25	0.430	0.145	1.452	0.968	0.726	0.581
W-2.30	0.435	0.148	1.484	0.989	0.742	0.594
W-2.50	0.453	0.161	1.613	1.075	0.806	0.645
W-2.70	0.471	0.174	1.742	1.161	0.871	0.697
W-2.90	0.488	0.187	1.871	1.247	0.935	0.748
W-3.00	0.496	0.194	1.935	1.290	0.968	0.774
W-3.50	0.536	0.226	2.258	1.505	1.129	0.903
W-4.00	0.573	0.258	2.581	1.720	1.290	1.032
W-4.50	0.608	0.290	2.903	1.935	1.452	1.161
W-5.00	0.641	0.323	3.226	2.151	1.613	1.290
W-5.50	0.672	0.355	3.548	2.366	1.774	1.419
W-6.00	0.702	0.387	3.871	2.581	1.935	1.548
W-6.50	0.731	0.419	4.194	2.796	2.097	1.677
W-7.00	0.758	0.452	4.516	3.011	2.258	1.806
W-7.50	0.785	0.484	4.839	3.226	2.419	1.935
W-8.00	0.811	0.516	5.161	3.441	2.581	2.065

Artículo 29. REFUERZO LISO. El refuerzo liso sólo se permitirá en estribos o refuerzo en espiral de columnas zunchadas, y no podrá ser utilizado como refuerzo longitudinal a flexión, excepto cuando conforme mallas electrosoldadas, que deberá cumplir con los requisitos indicados en el Artículo 26.

Artículo 30. En estructuras diseñadas usando este Reglamento, no se deberán usar barras lisas de más de 1/2" (No 4).

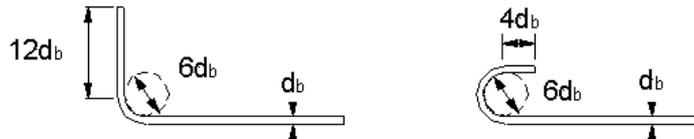
Artículo 31. DIÁMETROS DE DOBLADO DEL REFUERZO. Para los fines del presente Reglamento, el doblado del refuerzo deberá cumplir con lo siguiente:

- a) Todos los dobleces y ganchos se deben hacer en frío.
- b) El diámetro interior para el doblado de las barras del refuerzo principal, no debe ser menor de $6d_b$
- c) El diámetro interior para el doblado de estribos de barras N° 4 (1/2") o menores no debe ser menor de $4d_b$.
- d) Los diámetros internos de doblamiento, para malla electrosoldada que se utilice como estribos, no deben ser menores que $2d_b$ para alambre corrugado de diámetro menor de 0.7 cm (W-6.0) y $4d_b$ para los otros alambres.

Artículo 32. DIMENSIONES DE LOS GANCHOS ESTÁNDARES. Los ganchos estándares cumplirán con las siguientes especificaciones:

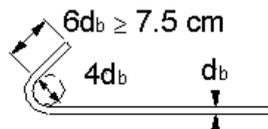
- a) Un doblez de 180° más una extensión recta de longitud mayor o igual a $4 \cdot d_b$; pero no menor de 6.0 cm en el extremo de la barra, con un diámetro de doblado de $6 \cdot d_b$.
- b) Un doblez de 90° más una extensión recta de longitud mayor o igual a $12 \cdot d_b$, en el extremo de la barra, con un diámetro de doblado de $6 \cdot d_b$.

FIGURA 1
GANCHOS EN BARRAS LONGITUDINALES



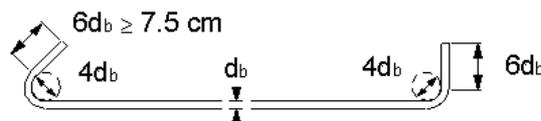
- c) Para estribos solamente (barras $\phi 1/2''$ (N° 4) o menores): un doblez a 135°, con una extensión recta de longitud mayor o igual a $6 \cdot d_b$; pero no menor de 7.5 cm. en el extremo libre de la barra, con un diámetro de doblado de $4 \cdot d_b$. (Véase Fig. 2)

FIGURA 2
GANCHOS EN ESTRIBOS



- d) Para grapas solamente (barras $\phi 1/2''$ (N° 4) o menores): en un extremo un doblez a 135°, con una extensión recta de longitud mayor o igual a $6 \cdot d_b$; pero no menor de 7.5 cm, en el extremo libre de la barra, con un diámetro de doblado de $4 \cdot d_b$, y en el otro extremo, un doblez de 90° más una extensión recta de longitud mayor o igual a $6 \cdot d_b$, en el extremo de la barra, con un diámetro de doblado de $4 \cdot d_b$. (Véase Fig. 3)

FIGURA 3
GANCHOS EN GRAPAS

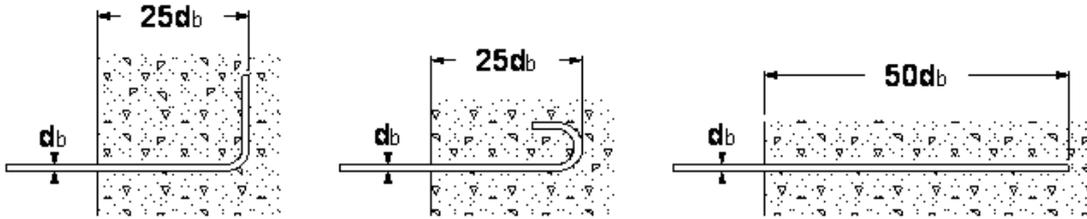


SECCIÓN 1
LONGITUDES DE ANCLAJE

Artículo 33. BARRAS CORRUGADAS. La longitud de anclaje de las barras corrugadas deberá cumplir con lo siguiente:

- a) **Barras rectas:** La longitud mínima de anclaje l_d para que una barra corrugada de refuerzo pueda desarrollar su resistencia máxima es de $50 \cdot d_b$, desde la sección crítica hasta el extremo de la barra.
- b) **Barras corrugadas con gancho estándar:** La longitud mínima de anclaje l_d para que una barra corrugada de refuerzo con un gancho estándar pueda desarrollar su resistencia máxima es de $25 \cdot d_b$, desde la sección crítica hasta el extremo del gancho.

FIGURA 4
LONGITUDES DE ANCLAJE DE BARRAS CORRUGADAS



Artículo 34. MALLA ELECTROSOLDADA. La longitud de anclaje l_d para que una malla electrosoldada pueda desarrollar su resistencia máxima a partir de la sección crítica debe contener dos alambres transversales, sin ser menos de 20 cm.

Artículo 35. SECCIÓN CRÍTICA. Se considerará como sección crítica, el plano o superficie donde se requiere que la barra pueda desarrollar su resistencia máxima.

SECCIÓN 2 LONGITUDES DE SOLAPE

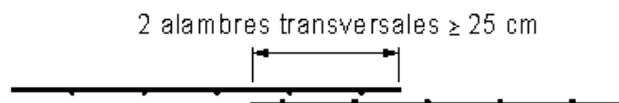
Artículo 36. BARRAS CORRUGADAS. La longitud mínima de solape para que se transfiera por adherencia la resistencia máxima de una barra corrugada de refuerzo es de 50-db.

FIGURA 5
LONGITUDES DE SOLAPE DE BARRAS CORRUGADAS



Artículo 37. MALLA ELECTROSOLDADA. La longitud de solape para que se transfiera por adherencia la resistencia máxima de los alambres de una malla electrosoldada debe contener dos alambres transversales, sin ser menos de 25 cm, para cuyos efectos la construcción de los solapes cumplirá con lo indicado en el Artículo 406.

FIGURA 6
LONGITUDES DE SOLAPE DE MALLAS ELECTROSOLDADAS



CAPÍTULO III RECUBRIMIENTOS

Artículo 38. Las barras del refuerzo deben tener los recubrimientos mínimos dados a continuación. Los recubrimientos deben ser medidos desde la cara más exterior de la armadura hasta la superficie del hormigón.

Artículo 39. RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS. Se deberá cumplir con los siguientes recubrimientos:

- a) Hormigón colocado directamente sobre el suelo y en contacto permanente con la tierra:
7.5 cm
- b) Hormigón expuesto a la intemperie o en contacto con suelo de relleno:
 - 1. Barras $\varnothing 3/4"$ (Nº 6) y $\varnothing 1"$ (Nº 8) 5.0 cm
 - 2. Barras $\varnothing 5/8"$ (Nº 5) y menores 4.0 cm
- c) Hormigón no expuesto a la intemperie, ni en contacto con la tierra:
 - 1. Todos los tipos de refuerzo en losas, muros y viguetas: 2.0 cm
 - 2. En vigas y columnas: Refuerzo principal: 3.5 cm
 - 3. Estribos y espirales: 2.5 cm

Artículo 40. En ambientes agresivos deben ser utilizados recubrimientos mayores que los mencionados, los cuales dependen de las condiciones de exposición.

Artículo 41. El pañete de terminación no puede ser considerado como parte del recubrimiento.

CAPÍTULO IV BARRAS EN PAQUETES

Artículo 42. En los paquetes de barras paralelas que se pongan en contacto para que actúen como una unidad, deben ser cumplidos los siguientes requisitos:

- a) Número máximo de barras por paquete:
 - 1. Vigas: 4 barras
 - 2. Columnas: 2 barras
- b) Todo paquete de barras debe quedar localizado en una esquina de estribo o en el extremo de un estribo suplementario.
- c) El diámetro equivalente de un paquete, para efectos de las normas de separación y recubrimiento, debe ser el que se deduzca del área total de las barras colocadas en el paquete.
- d) En un paquete, las barras individuales que terminen dentro de la longitud de los elementos, deben ser suspendidas en puntos diferentes, según lo indicado en el Artículo 411.

CAPÍTULO V TIPOS DE HORMIGÓN

Artículo 43. HORMIGONES ESTÁNDAR. Los hormigones se clasifican según su esfuerzo nominal de rotura $f'c$:

**TABLA 3
TIPOS DE HORMIGÓN**

f'c [kg/cm²]	Uso
180	Solo en zapatas de muros de bloques
≥210	Uso general

- a) Se permite el uso de hormigón de f'c 180 kg/cm², en proyectos de interés social de viviendas económicas de no más de un piso.
- b) En edificaciones construidas a menos de 100 m de la costa no se permite el uso de hormigones de una resistencia menor de 280 kg/cm².

CAPÍTULO VI LÍMITES DE APLICACIÓN DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ACERO

Artículo 44. Con hormigones de una resistencia nominal f'c = 180 kg/cm², no se debe usar para el diseño del refuerzo, un esfuerzo de fluencia mayor de 2,800 kg/cm² (Grado 40).

Artículo 45. Con hormigones de una resistencia nominal f'c ≥ 210 kg/cm², no se debe usar para el diseño del refuerzo, un esfuerzo de fluencia mayor de 4,200 kg/cm² (Grado 60), si se usan barras corrugadas, ni mayor de 5,000 kg/cm² (Grado 70), si se usa malla electrosoldada.

TÍTULO III CARGAS

CAPÍTULO I CARGAS MÍNIMAS

Artículo 46. Se debe cumplir con lo indicado en el Título 1, de la Unidad 5: "Cargas Mínimas" del Reglamento General de Edificaciones.

Artículo 47. CARGAS MUERTAS. Se considerarán como cargas muertas, los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo, incluyendo muros y particiones divisorias de ambiente y el peso de equipos permanentes. Para la evaluación de las cargas muertas, se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales.

Artículo 48. Para calcular las cargas muertas se deberán usar los valores de cargas mínimas y pesos unitarios indicados en el Título 1, de la Unidad 5: "Cargas Mínimas" del Reglamento General de Edificaciones, de donde se obtiene el siguiente resumen de pesos unitarios:

- | | | |
|----|---|-------------------------|
| a) | Hormigón simple: | 2,300 kg/m ³ |
| b) | Hormigón armado: | 2,400 kg/m ³ |
| c) | Mortero de cemento: | 2,100 kg/m ³ |
| d) | Caliche compactado: | 1,900 kg/m ³ |
| e) | Material de relleno: | 1,800 kg/m ³ |
| f) | Muro de bloques de hormigón (área bruta): | 1,800 kg/m ³ |

Artículo 49. CARGAS EN TECHOS

- a) Fino de canalización (usando espesor promedio): 2,100 kg/m³
- b) Tejas de barro, incluyendo mortero: 125 kg/m²
- c) Impermeabilizantes:
 - 1. Asfálticos: 20 kg/m²
 - 2. Asfálticos, cubiertos de grava: 50 kg/m²
 - 3. Bitúmenes, líquidos y láminas: 10 kg/m²

Artículo 50. Cuando un muro no estructural se apoye directamente sobre una losa, si no se hace un análisis exacto de los momentos y cortantes que se producen en la losa, debido a la carga lineal del muro, la carga muerta uniforme sobre la losa se deberá calcular dividiendo el peso total del muro entre un área de losa igual a la longitud del muro por la mitad de la dimensión mínima de la losa. Esta carga uniforme se deberá aplicar a toda la losa donde esté apoyado el muro. Si en una losa hay varios muros, la carga uniforme sobre la losa se calculará dividiendo el peso total de todos los muros entre un área de losa igual a la suma de las longitudes de los muros por la mitad de la dimensión mínima de la losa. Si esta área es mayor que la mitad del área total de la losa se deberá usar la mitad del área total de la losa.

Artículo 51. En edificios de pórticos, la carga muerta uniforme para el diseño de las losas no debe ser menor de 150 kg/m², si los muros divisorios colocados sobre las losas son de bloques de barro o de hormigón, ni de 100 kg/m², si son de otros materiales ligeros.

Artículo 52. Para el análisis de las vigas, columnas y zapatas se permite usar como carga muerta uniformemente distribuida sobre la losa, la que se obtiene al dividir el peso total de los muros que están sobre la losa entre el área total de la losa.

Artículo 53. La carga muerta uniforme debida a las terminaciones no debe ser menor de 100 kg/m², en pisos ni 175 kg/m², en escaleras, a menos que se justifique el uso de valores menores.

Artículo 54. CARGAS VIVAS. Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y la ocupación de las Edificaciones y que no tienen carácter permanente, incluyendo cargas debidas a objetos móviles y particiones que se pueden cambiar de sitio. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán del Título 1, de la Unidad 5: "Cargas Mínimas" del Reglamento General de Edificaciones.

Artículo 55. Las cargas vivas deberán ser colocadas en la estructura de manera que produzcan la condición más desfavorable. Si no se sabe de antemano cuál es esta posición, se deberán plantear todas las combinaciones posibles para obtener la más desfavorable.

Artículo 56. CARGAS SÍSMICAS Y DE VIENTO. Se deberá cumplir con lo establecido en el Título 1, de la Unidad 5: "Cargas Mínimas" del Reglamento General de Edificaciones.

CAPÍTULO II FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

Artículo 57. Se debe determinar para cada elemento estructural, la combinación de cargas factorizadas que produce los efectos más desfavorables, usando los factores de carga especificados en el Título 1, de la Unidad 5: "Cargas Mínimas", del Reglamento General de Edificaciones" y reproducidos en esta sección:

CARGA MUERTA Y CARGA VIVA

$$U = 1.4 \cdot D$$

(1)

$$U = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L \quad (2)$$

CARGA DE LLUVIA Y CARGA VIVA DE TECHO

$$U = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L + 0.5 \cdot (R \text{ o } L_r) \quad (3)$$

$$U = 1.2 \cdot D + 1.0 \cdot L + 1.6 \cdot (R \text{ o } L_r) \quad (4)$$

CARGAS DE VIENTO

$$U = 1.2 \cdot D + 1.0 \cdot L \pm 1.6 \cdot W + 0.5 \cdot (R \text{ o } L_r) \quad (5)$$

$$U = 1.2 \cdot D \pm 0.8 \cdot W + 1.6 \cdot (R \text{ o } L_r) \quad (6)$$

$$U = 0.9 \cdot D \pm 1.6 \cdot W \quad (7)$$

CARGAS SÍSMICAS

$$U = 1.2 \cdot D + 1.0 \cdot L \pm 1.0 \cdot E \quad (8)$$

$$U = 0.9 \cdot D \pm 1.0 \cdot E \quad (9)$$

PRESIÓN DE TIERRAS

$$U = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L + 1.6 \cdot H \quad (10)$$

PESO Y PRESIÓN DE FLUIDOS

$$U = 1.4 \cdot D + 1.4 \cdot F \quad (11)$$

$$U = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L + 1.2 \cdot F \quad (12)$$

ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES, RETRACCIÓN, FLUENCIA, CAMBIOS DE TEMPERATURA

$$U = 0.75 \cdot (1.4 \cdot D + 1.4 \cdot T + 1.7 \cdot L) \quad (13)$$

$$U = 1.4 \cdot (D + T) \quad (14)$$

CAPÍTULO III

COMBINACIONES DE CARGAS PARA DISEÑO POR ESFUERZO ADMISIBLE

Artículo 58. Cuando se use el diseño por esfuerzos admisibles o bajo cargas de servicio, tales como: para la verificación de esfuerzos en el terreno, en el diseño de fundaciones, se deben usar los siguientes factores y combinaciones:

CARGA MUERTA Y CARGA VIVA

$$U = 1.0 \cdot D \quad (15)$$

$$U = 1.0 \cdot D + 1.0 \cdot L \quad (16)$$

CARGA DE LLUVIA Y CARGA VIVA DE TECHO

$$U = 1.0 \cdot D + 1.0 \cdot L + 1.0 \cdot (R \text{ o } L_r) \quad (17)$$

CARGAS DE VIENTO

$$U = 1.0 \cdot D + 1.0 \cdot L \pm 1.0 \cdot W + 0.5 \cdot R \quad (18)$$

$$U = 1.0 \cdot D \pm 0.8 \cdot W + 1.0 \cdot R \quad (19)$$

$$U = 0.9 \cdot D \pm 1.0 \cdot W \quad (20)$$

CARGAS SÍSMICAS

$$U = 1.0 \cdot D + 1.0 \cdot L \pm 0.714 \cdot E \quad (21)$$

$$U = 0.9 \cdot D \pm 0.714 \cdot E \quad (22)$$

PRESIÓN DE TIERRAS

$$U = 1.0 \cdot D + 1.0 \cdot H \quad (23)$$

$$U = 1.0 \cdot D + 1.0 \cdot L + 1.0 \cdot H \quad (24)$$

PESO Y PRESIÓN DE FLUIDOS

$$U = 1.0 \cdot D + 1.0 \cdot F \quad (25)$$

$$U = 1.0 \cdot D + 1.0 \cdot L + 1.0 \cdot F \quad (26)$$

ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES, RETRACCIÓN, FLUENCIA, CAMBIOS DE TEMPERATURA

$$U = 1.0 \cdot D + 1.0 \cdot T \quad (27)$$

$$U = 1.0 \cdot D + 1.0 \cdot L + 1.0 \cdot T \quad (28)$$

TÍTULO IV REQUISITOS GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO

CAPÍTULO I REQUISITOS GENERALES

Artículo 59. Toda estructura y cada una de sus partes se deberán diseñar para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

- a) Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de rotura posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que se puedan presentar durante su vida esperada.
- b) No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

PÁRRAFO: El cumplimiento de estos requisitos queda satisfecho al utilizar los procedimientos simplificados establecidos en este Artículo.

CAPÍTULO II ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Artículo 60. GENERAL. El análisis estructural estará basado en la determinación de los efectos originados por las acciones sobre la totalidad o parte de la estructura, lo cual permitirá efectuar comprobaciones en los Estados Límite Últimos y de Servicio.

Artículo 61. Para la realización del análisis, se deberá idealizar tanto la geometría de la estructura como las acciones y las condiciones de apoyo, mediante un modelo matemático que siempre deberá ser capaz de reproducir el comportamiento estructural dominante.

Artículo 62. PRINCIPIOS BÁSICOS PARA EL ANÁLISIS. Se permite hacer el análisis global de una estructura de acuerdo con la metodología de un análisis lineal, basado en las siguientes hipótesis:

- a) Los materiales son perfectamente elásticos.
- b) Existe una distribución lineal de las deformaciones dentro de las secciones.
- c) El equilibrio se debe verificar con base en la estructura no deformada (teoría de primer orden).

- d) El procedimiento de análisis debe cumplir explícitamente el principio de compatibilidad de deformaciones.

Artículo 63. LUCES DE CÁLCULO. En el análisis de pórticos o en construcción continua, las luces de cálculo para el análisis se deben tomar como las distancias de centro a centro de los apoyos, a menos que se realice un análisis más detallado de las condiciones de apoyo.

Artículo 64. La luz de cálculo de elementos no construidos monolíticamente con los apoyos se debe considerar como la luz libre más la altura del elemento; pero no mayor que la distancia entre los centros de los apoyos.

Artículo 65. En las vigas construidas monolíticamente con sus apoyos pueden ser utilizados para el diseño los momentos en las caras del apoyo.

Artículo 66. Edificios de bloques. En edificios de bloques, para el cálculo de los momentos flexores y fuerzas cortantes se pueden despreciar los momentos de empotramiento de las vigas en los apoyos, considerando todos los apoyos como articulados.

Artículo 67. POSICIÓN DE LA CARGA VIVA. La carga viva se debe colocar siempre en la posición más desfavorable. Se deberán analizar tantas posiciones y combinaciones como sean necesarias para calcular en cada sección o elemento, la condición más desfavorable. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando la carga viva no actúe uno o varios elementos.

CAPÍTULO III DISEÑO A LA ROTURA

Artículo 68. En el Diseño a la Rotura o por Resistencia Última, se debe demostrar que las fuerzas interiores producidas por las cargas factorizadas son menores o iguales que las fuerzas nominales de rotura de la sección multiplicadas por el Factor de Reducción de Resistencia ϕ , de acuerdo a lo siguiente:

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

$$N_u \leq \phi \cdot N_n$$

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

Donde:

M_u , N_u y V_u son las fuerzas interiores debidas a las cargas factorizadas.

M_n , N_n y V_n son las fuerzas nominales de rotura de la sección por flexión M , fuerza axial N y fuerza cortante V respectivamente.

ϕ es el Factor de Reducción de Resistencia.

Artículo 69. El diseño de secciones sometidas a fuerzas axiales y momentos flexores se debe basar en la compatibilidad de los esfuerzos y deformaciones, usando las asunciones establecidas en el Título IV, Capítulo III, y en la satisfacción de las ecuaciones de equilibrio de las fuerzas internas de la sección.

CAPÍTULO IV FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA ϕ

Artículo 70. Se deben usar los siguientes factores de reducción de resistencia (ϕ) para los casos indicados a continuación:

- a) **Flexión simple:** $\emptyset = 0.90$
- b) **Flexión compuesta:** Flexión más tracción: $\emptyset = 0.90$
- c) **Flexión compuesta:** Flexión más compresión (Véase Artículo 71).
 - 1. Columnas con estribos y muros de hormigón armado: $0.65 < \emptyset < 0.90$
 - 2. Columnas con refuerzo en espiral (columnas zunchadas): $0.65 < \emptyset < 0.90$
- d) **Fuerza Cortante**
 - 1. Elementos que son parte del sistema de resistencia sísmica: $\emptyset = 0.60$
 - 2. Losas y elementos que no son parte del sistema de resistencia sísmica: $\emptyset = 0.75$
- e) **Torsión:** $\emptyset = 0.75$
- f) **Aplastamiento del hormigón:** $\emptyset = 0.65$

Artículo 71. FLEXIÓN COMPUESTA (FLEXIÓN MÁS COMPRESIÓN). El valor del factor de reducción de resistencia \emptyset dependerá de la deformación unitaria del acero más alejado del borde comprimido, de acuerdo a lo siguiente:

Zona A: Tracción dominante: $\epsilon_s \geq 0.005$

$$\emptyset = 0.90 \quad (29)$$

Zona B: Zona de transición: $0.005 \geq \epsilon_s \geq \epsilon_y$

$$\emptyset = 0.65 + 0.25 * (\epsilon_s - \epsilon_y) / (0.005 - \epsilon_y) \quad (\text{Secc. con estribos}) \quad (30)$$

$$\emptyset = 0.70 + 0.20 * (\epsilon_s - \epsilon_y) / (0.005 - \epsilon_y) \quad (\text{Secc. zunchadas}) \quad (31)$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s : \text{Deformación de fluencia del acero} \quad (32)$$

Zona C: Compresión dominante: $\epsilon_s \leq \epsilon_y$

$$\emptyset = 0.65 \quad (\text{Secciones con estribos}) \quad (33)$$

$$\emptyset = 0.70 \quad (\text{Secciones zunchadas}) \quad (34)$$

PÁRRAFO: Para aceros con límite de fluencia de 4200 kg/cm² o más, se permite usar 0.002 como valor de la deformación de fluencia del acero ϵ_y .

CAPÍTULO V SUPOSICIONES BÁSICAS PARA EL DISEÑO

Artículo 72. El diseño de elementos de hormigón armado deberá cumplir dos principios básicos:

- a) Se satisfacen las ecuaciones de equilibrio de todas las fuerzas interiores y exteriores que actúan en cualquier sección.
- b) Se satisfacen las condiciones de compatibilidad de esfuerzos y deformaciones unitarias en el hormigón y en el acero de refuerzo.

Artículo 73. MÓDULOS ELÁSTICOS. Para los siguientes materiales, el módulo elástico será:

a) Hormigón: $E_c = 15,000\sqrt{f'_c}$ kg/cm² (35)

b) Acero: $E_s = 2,100,000$ kg/cm² (36)

Artículo 74. Las deformaciones en el hormigón y en el refuerzo se deben suponer directamente proporcionales a las distancias al eje neutro.

Artículo 75. La deformación máxima del hormigón en la zona comprimida de la sección se debe suponer igual a 0.003.

Artículo 76. En elementos sometidos a flexión, con una fuerza axial menor que $0.10 \cdot f'_c \cdot A_g$, la deformación unitaria del acero más alejado del eje neutro en el estado nominal de rotura ϵ_s no debe ser menor de 0.005.

Artículo 77. Los esfuerzos en las armaduras (f_s) se deben calcular multiplicando el módulo elástico (E_s) del acero por la deformación unitaria en el punto analizado (ϵ_s). Si el esfuerzo es mayor que el esfuerzo de fluencia (f_y) se debe usar el esfuerzo de fluencia:

Para $\epsilon_s < \epsilon_y$: $f_s = E_s \cdot \epsilon_s$ (37)

$\epsilon_s \geq \epsilon_y$: $f_s = f_y$ (38)

Donde ϵ_y = deformación de fluencia del acero = f_y / E_s

Artículo 78. Se deben despreciar los esfuerzos de tracción en el hormigón.

Artículo 79. La distribución de esfuerzos de compresión en el hormigón se puede asumir de forma rectangular, como se define a continuación:

- a) Se debe considerar una distribución uniforme de un esfuerzo de $0.85 f'_c$, en un bloque rectangular equivalente limitado por los bordes de la zona comprimida de la sección transversal y una línea paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 \cdot c$ de la fibra con la máxima deformación de compresión.
- b) La distancia c desde la fibra con la máxima deformación de compresión hasta el eje neutro debe ser medida perpendicular a ese eje.
- c) El valor β_1 debe ser calculado como sigue:

$f'_c \leq 280$ kg/cm² : $\beta_1 = 0.85$ (39)

$f'_c > 280$ kg/cm² : $\beta_1 = 0.85 - \frac{f'_c - 280}{1400} \geq 0.65$ (40)

Artículo 80. No se permite el uso de armaduras de refuerzo en compresión para aumentar la resistencia de secciones sometidas a flexión con una fuerza axial de compresión menor que $0.10 f'_c A_g$.

Artículo 81. ► Si se desea hacer un análisis más riguroso, se puede emplear el procedimiento descrito en el Anexo 1, "Diseño de Secciones Sometidas a Flexión Compuesta con Gran Excentricidad, según el reglamento ACI 318-02", de este reglamento.

Artículo 82. Esfuerzo de Rotura por Tracción del Hormigón: El esfuerzo de rotura por tracción del hormigón se debe calcular con la siguiente expresión:

$$f_r = 2 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (41)$$

CAPÍTULO VI CONTROL DE DEFORMACIONES

Artículo 83. Si se cumplen los requisitos para los espesores mínimos dados en el Artículo 84 a Artículo 86, se puede considerar que no se sobrepasan los estados límites de servicio; esto es, la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación. Al limitar los espesores se provee la suficiente rigidez para evitar deformaciones indeseadas, debidas a las cargas actuantes en la estructura.

Artículo 84. LOSAS EN UNA DIRECCIÓN. El espesor o altura total h de losas armadas en una dirección no debe ser menor que los valores dados en la Tabla 4, donde la luz (ℓ) es la distancia centro a centro de los apoyos.

**TABLA 4
ESPESOR MÍNIMO PARA LOSAS MACIZAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN**

Tipo de apoyo	Espesor mínimo h	
	Losas de Entrepiso	Losas de Techo
Simplemente apoyado	$\ell/14$	$\ell/20$
Un borde continuo	$\ell/16$	$\ell/24$
Ambos bordes continuos	$\ell/19$	$\ell/28$
Voladizo	$\ell/7$	$\ell/10$

Si $f_y \neq 4200 \text{ kg/cm}^2$, estos valores de h_{\min} deben ser multiplicados por $(0.4 + f_y/7000)$

Artículo 85. LOSAS EN DOS DIRECCIONES. El espesor o altura total h de losas armadas en dos direcciones, apoyadas en vigas o muros de bloques de hormigón en todos sus bordes, no debe ser menor que 0.12 m en losas con $\ell_n > 3.00 \text{ m}$, 0.10 m en losas con $\ell_n \leq 3.00 \text{ m}$, ni los valores obtenidos por medio de la fórmula (42).

$$h_{\min} = \begin{cases} 0.12 \text{ m en losas con } \ell_n > 3.00 \text{ m} \\ 0.10 \text{ m en losas con } \ell_n \leq 3.00 \text{ m} \end{cases}$$

$$h_{\min} = \frac{\ell_n}{30 + 3 \cdot \beta} \quad (42)$$

Donde: ℓ_n es la distancia libre en la dirección larga, medida de cara a cara de los apoyos [m].
 β es la relación de la luz libre mayor entre la luz libre menor de la losa.

Artículo 86. VIGAS. La altura total h de vigas no debe ser menor que los valores dados en la Tabla 5, donde la luz ℓ es la luz de cálculo, según se define en el Artículo 63 y el Artículo 64.

Artículo 87. Si se desean usar espesores o peraltes menores que los indicados, se debe hacer un análisis según los requerimientos del Artículo 9.5 "Control de Deformaciones" del ACI 318, usando la inercia efectiva de la sección agrietada para calcular las deformaciones, y los efectos de la retracción y fluencia para las deformaciones a largo plazo. Las deformaciones así calculadas deberán ser menores que las indicadas en la Tabla 9.5 (b), de dicho Reglamento.

**TABLA 5
ALTURA TOTAL MÍNIMA H PARA VIGAS Y LOSAS NERVADAS**

Tipo de apoyo	Altura mínima h	
	Vigas de Entrepiso	Vigas de Techo
Simplemente apoyado	$l/11$	$l/16$
Un extremo continuo	$l/12$	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/14$	$l/21$
Voladizo	$l/5$	$l/8$

Si $f_y \neq 4200 \text{ kg/cm}^2$, estos valores de h_{\min} deben ser multiplicados por $(0.4 + f_y/7000)$

CAPÍTULO VII EFECTOS SÍSMICOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Artículo 88. GENERALIDADES. Todos los elementos estructurales deben ser diseñados para los efectos de los movimientos sísmicos de diseño que actúen sobre ellos, adicionalmente a todas las cargas que los puedan afectar. El análisis estructural debe tener en cuenta la interacción entre todos los elementos estructurales y no estructurales que puedan afectar la respuesta de la estructura cuando ésta se vea sometida a las sollicitaciones sísmicas de diseño.

Artículo 89. Los elementos del sistema de resistencia sísmica son elementos que deben ser diseñados de acuerdo con los requisitos propios de su material y función estructural, y para el grado de ductilidad requerido para tener una estructura con capacidad de disipación de energía ("Special Moment Frames", según el ACI 318).

Artículo 90. En Edificios de Pórticos se puede considerar que un grupo de elementos estructurales no son parte del sistema de resistencia sísmica, cuando su aporte a la rigidez horizontal total de la estructura en cualquier dirección es menos del 5%.

Artículo 91. En Edificios de Bloques se puede considerar que las columnas no son parte del sistema de resistencia sísmica.

Artículo 92. Los elementos estructurales que no formen parte del sistema de resistencia sísmica, deben ser estudiados con el fin de determinar si pueden mantener su capacidad de resistir cargas verticales, cuando se ven sometidos a los desplazamientos horizontales y a las derivas causados por los movimientos sísmicos de diseño; pero sólo hay necesidad de que cumplan los requisitos del grado de ductilidad mínimo para su material y función estructural. Dentro de estos elementos se incluyen, pero no están limitados a:

- a) Escaleras, rampas, etc.,
- b) Cisternas, piscinas, etc.,
- c) Elementos de techo, tales como: losas, viguetas, etc.,
- d) Elementos secundarios de los sistemas de entrepiso.
- e) Columnas y otros elementos que dan soporte a techos y entrepisos que cumplan con lo indicado en el Artículo 90 o Artículo 91.

- f) Apoyos de equipos, tales como: ascensores, escaleras mecánicas, etc.
- g) En general todos aquellos elementos estructurales que son incluidos dentro de los planos estructurales y/o arquitectónicos y que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

**CAPÍTULO VIII
APLASTAMIENTO**

Artículo 93. La fuerza normal de compresión P_u , debida a las cargas factorizadas actuando céntricamente en una área A_p , no debe exceder la resistencia última de diseño del hormigón $\phi \cdot P_n$, calculada usando la ecuación (43).

$$\phi \cdot P_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A_p \quad (43)$$

Donde: $\phi = 0.65$.

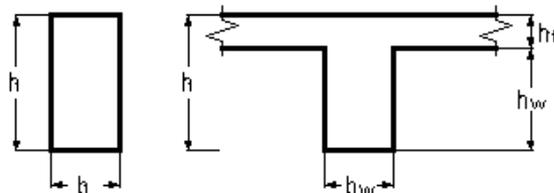
A_p = Área de hormigón sometida a una fuerza normal céntrica de compresión (área de aplastamiento) [cm²].

**TÍTULO V
VIGAS**

**CAPÍTULO I
DIMENSIONES MÍNIMAS**

Artículo 94. DIMENSIONES MÍNIMAS DE LAS VIGAS EN EDIFICIOS DE BLOQUES. En todo caso, deberán ser cumplidas las siguientes especificaciones:

FIGURA 7



- a) La altura **h** no debe ser menor que ninguno de los siguientes valores:
 1. Altura mínima especificada en el Artículo 86 y la Tabla 5, por control de deformaciones.
 2. Tres veces el espesor de la losa, si la viga sirve de apoyo a una losa diseñada según el método simplificado del Título VI, Capítulo II, Sección 2.
- b) El ancho **b** no debe ser menor que el espesor de los muros de carga del piso considerado, según lo especificado en el Reglamento de Diseño y Construcción de Mampostería Estructural.

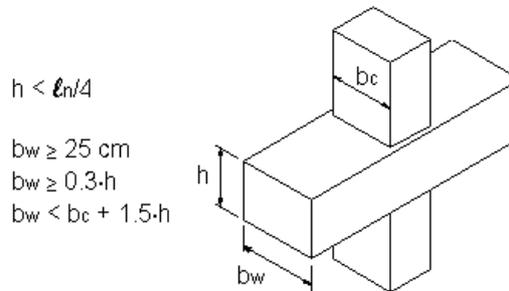
Artículo 95. Cuando una viga o dintel se apoye en el extremo de un muro que esté en su plano, la longitud del apoyo ℓ_a no debe ser menor de 40 cm, ni la longitud requerida para que el esfuerzo de aplastamiento en los bloques debido a la reacción de la viga sea menor que lo especificado en el Reglamento de Construcciones de Mampostería Estructural. La luz de cálculo (ℓ) se debe tomar hasta el centro de la longitud de apoyo ℓ_a .

Artículo 96. Cuando una viga o dintel se apoye en un muro que no esté en su plano, se debe disponer un dado de apoyo en el muro, de una longitud no menor de 60 cm, un ancho b igual al espesor del muro y una altura h igual a la altura de la viga.

Artículo 97. DIMENSIONES LÍMITES DE LAS VIGAS EN EDIFICIOS DE PÓRTICOS. Las vigas que sean parte del sistema de resistencia sísmica deben cumplir los siguientes requerimientos; además, de los requisitos del Artículo 86, de control de deformaciones: (Véase Fig. 8).

- a) El ancho b_w no debe ser menor que 25 cm.
- b) La altura h debe cumplir con los requisitos del Artículo 86 de control de deformaciones.
- c) La altura h debe ser menor que un cuarto de la luz libre de la viga.
- d) El ancho b_w debe ser mayor que $0.3 \cdot h$.
- e) El ancho b_w no debe ser mayor que el ancho de la columna de apoyo más $3/4 \cdot h$ a cada lado de la columna; o sea, el ancho de la columna más $1.5 \cdot h$.

**FIGURA 8
DIMENSIONES LÍMITES DE VIGAS DE PÓRTICOS**



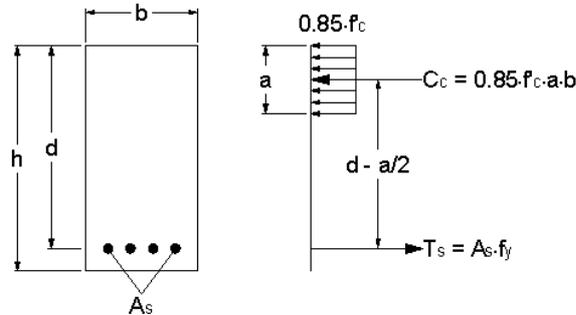
Artículo 98. DISTANCIA ENTRE APOYOS LATERALES. La distancia entre apoyos laterales de la zona comprimida de una viga no debe ser mayor que 50 veces la dimensión menor del lado comprimido de la viga. Este es el caso de vigas invertidas, donde el borde comprimido no está arriostrado y existe el peligro de pandeo transversal.

CAPÍTULO II DISEÑO DE ARMADURAS DE FLEXIÓN EN SECCIONES RECTANGULARES

Artículo 99. MOMENTOS DE DISEÑO. En el caso de elementos no vaciados monóticamente con los apoyos, como el caso de vigas o losas sobre muros de bloques, se deben usar para el diseño del refuerzo negativo los momentos que se producen en el centro de los apoyos.

Artículo 100. En el caso de elementos vaciados monolíticamente con los apoyos, se permiten usar para el diseño del refuerzo negativo los momentos que se producen en la cara de los apoyos.

FIGURA 9
FUERZAS INTERIORES DE LA SECCIÓN



Artículo 101. MOMENTO RESISTENTE ϕM_n . Para una sección con armaduras de tracción solamente, el momento nominal resistente se debe calcular usando la ecuación (44), con $\phi=0.90$ (Fig. 9)

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{donde} \quad a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (44)$$

Artículo 102. MÉTODO SIMPLIFICADO. Se permite suponer un valor de $a = 0.30 \cdot d$, con lo que la ecuación (44) se convierte en:

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot 0.85 \cdot A_s \cdot f_y \cdot d \quad (45)$$

Artículo 103. ► CÁLCULO DE LAS ARMADURAS DE FLEXIÓN. Los valores del coeficiente k_a , la cuantía mecánica ω , la cuantía ρ y la armadura traccionada A_s se obtendrán de las ecuaciones (47) a (51), en función del momento reducido m_r (Véase Fig. 9):

$$m_r = \frac{M_u}{f'_c \cdot b \cdot d^2} \quad (46)$$

$$k_a = 1 - \sqrt{1 - \frac{m_r}{0.425 \cdot \phi}} \quad (\phi = 0.90) \quad (47)$$

$$a = k_a \cdot d \quad (48)$$

$$\omega = 0.85 \cdot k_a = 0.85 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{m_r}{0.425 \cdot \phi}} \right] \quad (49)$$

$$\rho = \omega \cdot (f'_c / f_y) \quad (50)$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = \omega \cdot (f'_c / f_y) \cdot b \cdot d \quad (51)$$

Para la deducción de estas fórmulas, véase el Anexo 2.

Artículo 104. MÉTODO SIMPLIFICADO. Alternativamente, se permite suponer un valor de $a = 0.30 \cdot d$, con lo que se tiene la siguiente fórmula para el cálculo de las armaduras longitudinales de flexión:

$$A_s = \frac{M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f_y \cdot d} \quad (\phi = 0.90) \quad (52)$$

Artículo 105. CUANTÍA MÁXIMA. La cuantía ρ no puede ser mayor que la cuantía máxima ρ_{max} , indicada en la Tabla 6, o lo que es lo mismo, el momento reducido m_r no puede ser mayor que los valores m_r dados en la misma tabla. Cuando la cuantía ρ sea mayor que los valores de ρ_{max} , se deberán aumentar las dimensiones de la sección. Los valores la cuantía máxima se obtienen a partir del equilibrio de las fuerzas interiores de la sección, cuando la deformación del acero más traccionado es $\epsilon_s = 0.005$, que es la deformación mínima, según lo indicado en el Artículo 76.

Artículo 106. En vigas que sean parte del sistema de resistencia sísmica también se debe cumplir con la cuantía máxima especificada en el b).

TABLA 6
VALORES DEL MOMENTO REDUCIDO MÁXIMO $m_{r \max}$ Y LA CUANTÍA MÁXIMA ρ_{\max}

f'_c [kg/cm ²]	$k_a \max$	$m_r \max$	$\omega \max$	f_y [kg/cm ²] =	
				2800 (Grd 40)	4200 (Grd 60)
				ρ_{\max}	ρ_{\max}
180	0.319	0.205	0.271	0.0174	0.0116
210	0.319	0.205	0.271	0.0203	0.0135
240	0.319	0.205	0.271	0.0232	0.0155
280	0.319	0.205	0.271	0.0271	0.0181
350	0.300	0.195	0.255	0.0319	0.0213
420	0.281	0.185	0.239	0.0359	0.0239

Artículo 107. CUANTÍA MÍNIMA. Si la cuantía es menor que la mínima, según se indica en el Título V, Capítulo IV, se debe disponer la cuantía mínima indicada en la Tabla 7.

CAPÍTULO III DISEÑO DE ARMADURAS DE FLEXIÓN EN SECCIONES “T”

Artículo 108. ANCHO EFECTIVO. El ancho efectivo b_f no debe ser mayor que los valores dados en (a), (b) o (c): (Véase Fig. 10)

1. En vigas interiores:

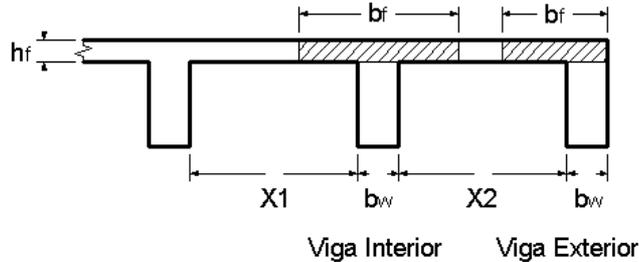
- a) Un cuarto de la luz de la viga: $\ell/4$
- b) Dieciséis veces el espesor de la losa h_f más el ancho de la viga b_w : $16 \cdot h_f + b_w$
- c) La mitad de las distancias libres entre vigas más el ancho de la viga b_w : $(X_1 + X_2)/2 + b_w$

2. En vigas exteriores:

- a) Un doceavo de la luz de la viga más el ancho de la viga: $\ell/12 + b_w$
- b) Seis veces el espesor de la losa h_f más el ancho de la viga b_w : $6 \cdot h_f + b_w$

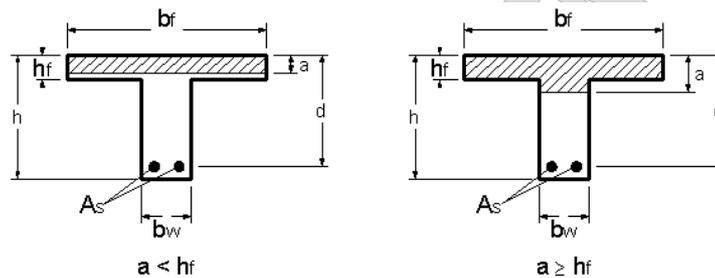
- c) La distancia libre entre vigas más el ancho de la viga b_w : $X_2/2 + b_w$

FIGURA 10
ANCHO EFECTIVO DE VIGAS "T"



Artículo 109. CÁLCULO DE LAS ARMADURAS DE FLEXIÓN. Para el diseño de las armaduras de flexión se debe seguir el siguiente procedimiento: (Véase Fig. 11)

FIGURA 11
CASOS EN EL DISEÑO DE VIGAS "T"



- Suponer que la sección T es una sección rectangular de ancho b_f .
- Calcular el momento reducido m_r con la fórmula (46).
- Calcular la altura del bloque de compresión con las fórmulas (47) y (48).
- Si la altura del bloque de compresión a es menor o igual a h_f , calcular las armaduras de flexión y la cuantía con las fórmulas (49) a (51) e ir al ordinal (f).
- Si la altura del bloque de compresión a es mayor que h_f , calcular las armaduras de flexión con el siguiente procedimiento:
 - Momento resistido por las alas:
 - $M_{u1} = \phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot h_f \cdot (b_f - b) \cdot (d - h_f/2)$ (53)
 - Armadura: $A_{s1} = \frac{M_{u1}}{\phi \cdot f_y \cdot (d - h_f/2)}$ $\phi = 0.90$ (54)
 - Momento resistido por el nervio: $M_{u2} = M_u - M_{u1}$ (55)

- Armadura A_{s2} : la necesaria para que el nervio ($b_w \cdot h$) resista el momento M_{u2} , utilizando las fórmulas (46) a (51)
- Armadura total: $A_s = A_{s1} + A_{s2}$ (56)
- Cuantía: $\rho = A_s / (b \cdot d)$ (57)

f) Si la cuantía es mayor que la máxima, según la Tabla 6, se deben aumentar las dimensiones de la sección.

g) Si la cuantía es menor que la mínima, según se indica en el Título V, Capítulo IV, se debe disponer la cuantía mínima.

CAPÍTULO IV CUANTÍA MÍNIMA

Artículo 110. ► En vigas, donde se requieran armaduras traccionadas para resistir momentos flexores, no se deben colocar cuantías menores a las indicadas en la Tabla 7:

**TABLA 7
CUANTÍA MÍNIMA P_{MIN}**

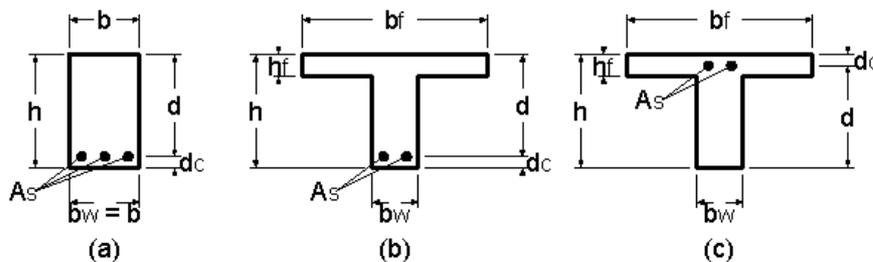
f'_c kg/cm ²	Acero f_y [kg/cm ²]	
	2800 (Grd 40)	4200 (Grd 60)
180	0.0029	0.0019
210	0.0031	0.0021
240	0.0033	0.0022
280	0.0036	0.0024
350	0.0040	0.0027
420	0.0044	0.0029

Para el cálculo de estos valores véase el Anexo 2.

Artículo 111. Para secciones rectangulares y secciones "T", donde la losa está en compresión, la armadura mínima se calculará como sigue:

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot b_w \cdot d \tag{58}$$

**FIGURA 12
(A) SECCIÓN RECTANGULAR (B) SECCIÓN "T" CON LOSA COMPRIMIDA
(C) SECCIÓN "T" CON LOSA TRACCIONADA**



Artículo 112. Para voladizos que tengan una sección “T” o vigas continuas sobre los apoyos, donde la losa está traccionada, la armadura mínima será el menor de los valores calculados con las siguientes fórmulas:

$$A_{smin} = 2 \cdot \rho_{min} \cdot b_w \cdot d \quad (59a)$$

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot b_f \cdot d \quad (59b)$$

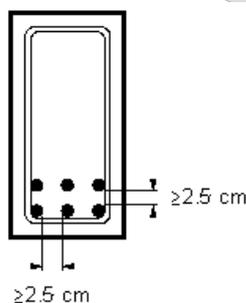
Artículo 113. En los dados de apoyo se deberá disponer la cuantía mínima en el lado superior y en el lado inferior.

Artículo 114. En edificios de bloques, en dinteles y vigas cortas que por razones arquitectónicas tengan un peralte mayor que un cuarto de la luz libre de la viga o dintel, se debe colocar la cuantía mínima horizontal, especificada para muros en el Título VIII, Capítulo VII, Sección 2. Además, se deberán disponer 2ø1/2” corridas tanto en la cara inferior como en la superior.

CAPÍTULO V DETALLES DEL REFUERZO

Artículo 115. DISTANCIA LIBRE ENTRE BARRAS. La distancia libre entre barras paralelas colocadas en camadas, no debe ser menor que el diámetro d_b de la barra, 2.5 cm, ni 1.33 veces el tamaño del agregado grueso. (Véase el Artículo 21).

**FIGURA 13
ESPACIO LIBRE MÍNIMO ENTRE BARRAS Y ENTRE CAMADAS**



Artículo 116. La especificación de distancia libre entre barras se debe cumplir también entre un empalme por traslape y otros empalmes u otras barras.

Artículo 117. Cuando se coloquen dos o más camadas de barras, las barras superiores se deben colocar directamente encima de las inferiores, y la separación libre entre camadas no debe ser menor de 2.5 cm.

Artículo 118. NÚMERO MÁXIMO DE BARRAS EN UNA CAMADA. El número máximo de barras longitudinales que se puede colocar en una camada, cuando se usan estribos ø3/8”, es el que se indica a continuación:

- | | |
|-----------------------------|------------------------------------|
| a) Vigas de 15 cm de ancho: | 3 ø3/8”
ø1” o menores |
| b) Vigas de 20 cm de ancho: | 4 ø1/2” o menores
ø1” o menores |

Artículo 119. El número máximo de barras longitudinales que se puede colocar en una camada, cuando se usan estribos $\phi 1/2"$, es el que se indica a continuación:

- a) Vigas de 15 cm de ancho: $2 \phi 3/4"$ o menores
- b) Vigas de 20 cm de ancho: $4 \phi 1/2"$ o menores
 $3 \phi 1"$ o menores

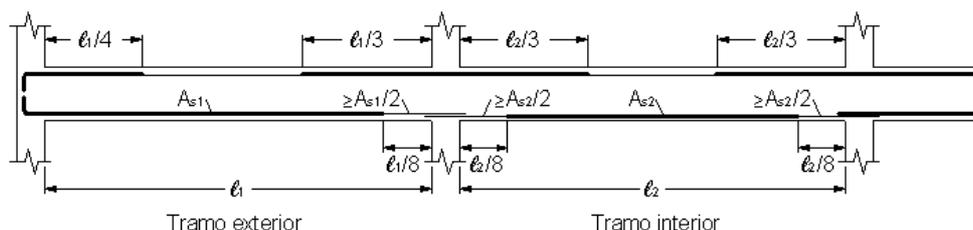
Artículo 120. En otros casos, se deberá calcular el número máximo de barras longitudinales en una camada, a partir del recubrimiento (Artículo 39), el diámetro del estribo, la separación libre mínima entre barras (Artículo 115) y el diámetro de las barras longitudinales.

Artículo 121. OTROS REQUISITOS GENERALES. Se deberán disponer por lo menos dos barras longitudinales arriba y abajo en cualquier sección.

Artículo 122. Las armaduras de refuerzo positivo se deben anclar en el nudo o en el vano adyacente, por medio de ganchos estándares, según lo indicado en el Artículo 32.

Artículo 123. En apoyos interiores de vigas continuas, se permite interrumpir hasta la mitad del refuerzo positivo a una distancia no mayor que un octavo de la luz libre medida desde la cara del apoyo interior.

**FIGURA 14
REFUERZOS EN VIGAS**



Artículo 124. En los extremos de todas las vigas, los refuerzos positivos y negativos se deben extender hasta la cara exterior del elemento tanto como lo permita el recubrimiento, y deben terminar en un gancho estándar de 90° o 180° , según lo indicado en el Artículo 32.

Artículo 125. En vigas con una altura $h > 40$ cm, se deben colocar en ambos lados de las vigas barras longitudinales $\phi 3/8"$ (No. 3), de manera que no queden más de 30 cm verticales sin una barra longitudinal.

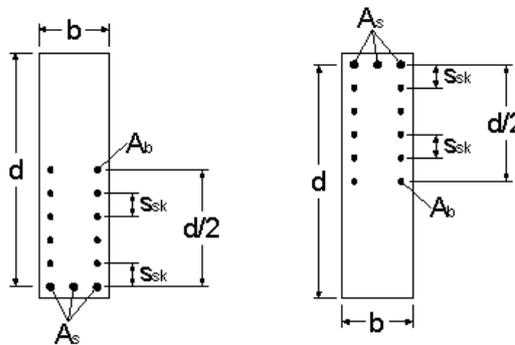
Artículo 126. Requisitos Adicionales en Elementos que sean Parte del Sistema de Resistencia Sísmica:

- a) En cualquier sección, las cuantías de refuerzo positivo y negativo deben ser mayores o iguales a los valores mínimos dados en la Tabla 7.
- b) En cualquier sección, las cuantías de refuerzo positivo y negativo deben ser menores que 0.025.
- c) El área de refuerzo positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad del refuerzo negativo en la misma sección.

- d) El área de refuerzo positivo o negativo, en cualquier sección no debe ser menor que un cuarto de la máxima área de refuerzo negativo en cualquiera de los nudos.
- e) En vigas con una altura útil $d > 90$ cm, se debe disponer un refuerzo longitudinal en ambas caras de la viga en una distancia vertical igual a $d/2$ desde la armadura traccionada. El espaciamiento vertical entre las barras S_{sk} no debe exceder el valor de la Ec. (60), $d/6$ o 30 cm. (Ver Fig. 15).

$$S_{sk} = \frac{1000 \cdot A_b}{d - 76} \quad (60)$$

FIGURA 15
REFUERZO ADICIONAL EN LA ZONA TRACCIONADA



CAPÍTULO VI DISEÑO PARA FUERZA CORTANTE

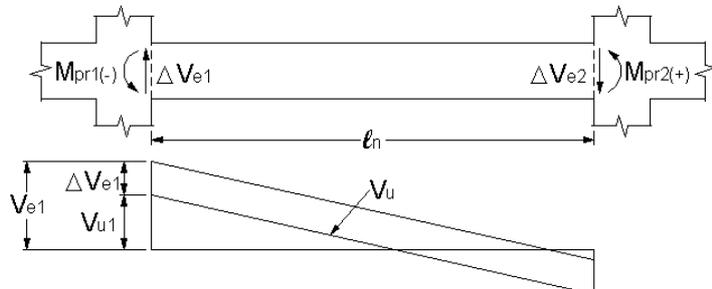
Artículo 127. FUERZA CORTANTE DE DISEÑO. En edificios de bloques, y en elementos que no sean parte del sistema de resistencia sísmica, en edificios de pórticos, la fuerza cortante V_u que se debe usar para el diseño de las armaduras de corte no necesita ser mayor que la que se produce debido a las cargas verticales factorizadas a una distancia d , de la cara del apoyo.

Artículo 128. En elementos que sean parte del sistema de resistencia sísmica en edificios de pórticos, la fuerza cortante de diseño V_e se debe determinar a partir de las cargas estáticas verticales que actúan sobre la viga entre las caras de los apoyos y de la resistencia a flexión del elemento. Se debe suponer que el elemento está sometido a la carga factorizada vertical y que en las caras de los apoyos del elemento actúan momentos de signo opuesto, con una magnitud igual a la resistencia probable a flexión, M_{pr} .

Apoyo izquierdo (1)

$$\Delta V_{e1} = \frac{M_{pr1(-)} + M_{pr2(+)}}{\ell_n} \quad (61)$$

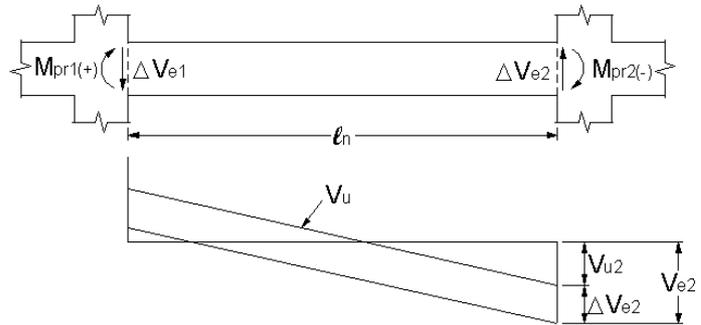
$$V_{e1} = V_{u1} + \Delta V_{e1} \quad (62)$$



Apoyo derecho (2):

$$\Delta V_{e2} = \frac{M_{pr1(+)} + M_{pr2(-)}}{l_n} \quad (63)$$

$$V_{e2} = V_{u2} + \Delta V_{e2} \quad (64)$$



Artículo 129. En las ecuaciones (61) a (64) los valores de V_u corresponden a las cargas verticales factorizadas. Los momentos M_{pr} son los momentos máximos probables de rotura en los extremos de la viga (valores absolutos), calculados con las ecuaciones (44) o (45), usando como armaduras traccionadas las armaduras existentes: inferiores para $M_{pr(+)}$ y superiores para $M_{pr(-)}$. Como esfuerzo de fluencia del acero se debe usar $f_{ypr} = 1.25 \cdot f_y$ y como factor de reducción de resistencia $\phi = 1.00$.

Artículo 130. En las zonas con refuerzo de confinamiento, como se define en el Artículo 138b, al calcular el refuerzo de corte se debe despreciar la contribución del hormigón ($\phi \cdot V_c = 0$) si se producen simultáneamente las siguientes condiciones:

- a) La fuerza cortante que se produce debido a las solicitaciones sísmicas es más de la mitad de V_e .
- b) La fuerza axial debida a las cargas factorizadas, incluyendo las solicitaciones sísmicas, es de tracción, o de compresión menor que $A_g \cdot f'_c / 20$ (en valor absoluto).

Artículo 131. El diseño de las secciones transversales sometidas a fuerzas cortantes se debe basar en:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad (65)$$

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot (V_c + V_s) \quad (66)$$

Donde: V_u : Fuerza cortante en la sección debida a las cargas factorizadas,
 V_n : Fuerza cortante nominal de rotura de la sección = $V_c + V_s$
 V_c : Fuerza cortante nominal resistida por el hormigón
 V_s : Fuerza cortante nominal resistida por el acero
 ϕ : Factor de reducción de resistencia = 0.60 o 0.75 (Ver Artículo 70)

Artículo 132. FUERZA CORTANTE MÁXIMA. La fuerza cortante nominal de rotura V_n no debe ser mayor que el valor obtenido de la siguiente fórmula:

$$V_{nmax} = 2.65 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (67)$$

Cuando $V_u > \phi \cdot V_{nmax}$ se deberán aumentar las dimensiones de la sección o la resistencia del hormigón.

Artículo 133. FUERZA CORTANTE NOMINAL RESISTIDA POR EL HORMIGÓN V_c . La fuerza cortante nominal resistida por el hormigón se debe calcular con la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (68)$$

Artículo 134. FUERZA CORTANTE NOMINAL RESISTIDA POR EL ACERO V_s . La fuerza cortante nominal resistida por el acero se debe calcular con la siguiente fórmula:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{ys} \cdot d}{s} \quad (69)$$

Donde: A_v : Área de refuerzo de corte perpendicular al eje del elemento en la distancia s , igual al producto del área de la sección de la barra del estribo por el número de patas verticales del estribo.

f_{ys} : Esfuerzo de fluencia de la armadura de corte.

s : Espaciamiento entre estribos, medido en la dirección paralela al refuerzo longitudinal [cm].

Artículo 135. El esfuerzo de fluencia de las barras corrugadas usadas como armaduras de corte no debe ser mayor de 4,200 kg/cm² (Grado 60). El esfuerzo de fluencia de mallas electrosoldadas de barras corrugadas no debe ser mayor de 5,500 kg/cm² (Grado 80).

Artículo 136. DISEÑO DE LAS ARMADURAS DE CORTE. Cuando $V_u > \emptyset \cdot V_c$, se deberá disponer en la sección armadura de corte suficiente para resistir la fuerza cortante

$$V_{sd} = V_u / \emptyset - V_c \quad (70)$$

La armadura de corte a_v [cm²/m] requerida por metro de longitud ($s = 100$ cm) será:

$$a_v = \frac{100 \cdot V_{sd}}{f_{ys} \cdot d} \quad (71)$$

Artículo 137. CUANTÍA MÍNIMA DE ARMADURA DE CORTE

Cuantía mínima

- a) $V_u < \emptyset \cdot V_c / 2$: No se requiere armadura de corte
- b) $\emptyset \cdot V_c > V_u > \emptyset \cdot V_c / 2$: $a_v \text{ min} = 350 \cdot b_w / f_y$ (72)

Separación máxima de los estribos:

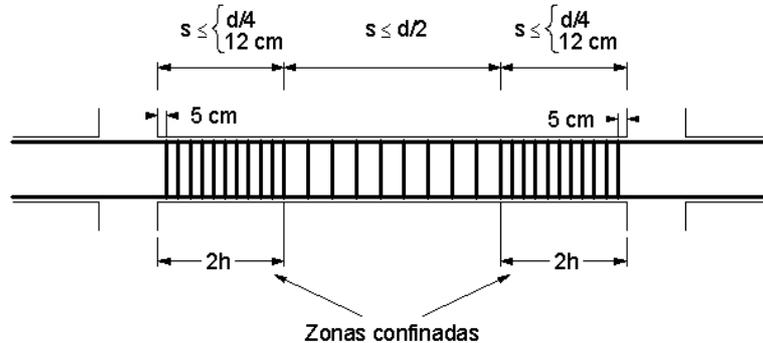
a) $V_s < 2 \cdot V_c$: $s_{max} = d / 2 \leq 60$ cm (73)

b) $V_s \geq 2 \cdot V_c$: $s_{max} = d / 4 \leq 30$ cm (74)

Artículo 138. REQUISITOS ADICIONALES EN ELEMENTOS QUE SEAN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA. Además de los requisitos anteriores, las armaduras de corte deberán satisfacer los siguientes requerimientos:

- a) Las armaduras de corte deben estar conformadas por estribos cerrados con ganchos de 135° en ambos extremos, según se define en el Artículo 32c.

FIGURA 16
ZONAS CON REFUERZO DE CONFINAMIENTO



- b) Se deben colocar estribos de confinamiento al menos de diámetro $\varnothing 3/8''$ (Nº 3), en los siguientes lugares:
1. En una distancia igual a $2 \cdot h$, medida hacia el centro del elemento a partir de la cara del apoyo, en ambos extremos de la viga.
 2. En una distancia igual a $2 \cdot h$, a ambos lados de aquellos lugares donde el análisis indique que puede haber plastificación por flexión causada por los desplazamientos inelásticos de la estructura.

Artículo 139. El primer estribo de confinamiento se debe colocar a no más de 5 cm. de la cara del apoyo.

Artículo 140. El espaciamiento de los estribos de confinamiento no puede exceder de $d/4$ o 12 cm.

Artículo 141. Donde se requieran estribos de confinamiento, los estribos se deben disponer de tal manera que las barras longitudinales de las esquinas de la sección, y las que estén a más de 15 cm. libres de las barras de las esquinas, tengan soporte lateral proveniente de la esquina de un estribo. Ninguna barra debe estar localizada a más de 15 cm libres, medidos a lo largo del estribo, de una barra que esté soportada lateralmente.

Artículo 142. Donde no se requieran estribos de confinamiento, el espaciamiento máximo de los estribos debe ser $d/2$ a todo lo largo del elemento. Estos estribos deben ser al menos de diámetro $\varnothing 3/8''$ (Nº 3) y tener en sus extremos ganchos sísmicos de 135° abrazando el refuerzo longitudinal.

CAPÍTULO VII DISEÑO PARA TORSIÓN

Artículo 143. Los efectos de torsión se pueden despreciar cuando:

$$T_u < 0.265 \cdot \varnothing \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (75)$$

Donde: $\varnothing = 0.75$

A_{cp} = Área limitada por el perímetro exterior de la sección de hormigón [cm²]

p_{cp} = Perímetro exterior de la sección de hormigón A_{cp} [cm]

Artículo 144. Para vigas vaciadas monolíticamente con la losa, el ancho de losa que se incluye a cada lado de la viga y que se utiliza en el cálculo de A_{cp} y p_{cp} , debe ser igual a la altura de la viga por debajo de la losa (o por encima, si es una viga invertida), pero no mayor de 4 veces el espesor de la losa. Si al considerar las zonas de losa, la relación A_{cp}^2/p_{cp} es menor que cuando no se consideran, estas zonas de losa se deben despreciar.

Artículo 145. CÁLCULO DE LA TORSIÓN ÚLTIMA DE DISEÑO T_u

- a) Cuando se trata de **Torsión Primaria**, esto es, cuando la torsión se requiere para mantener el equilibrio del sistema, y excede el máximo dado en la Ec. (74), el elemento se debe diseñar para la torsión actuante, de acuerdo con los requisitos del Artículo 146 al Artículo 160.
- b) Cuando se trata de **Torsión Secundaria**, o sea, cuando en una estructura indeterminada pueda ocurrir una reducción en la torsión debida a la redistribución interna de fuerzas al ocurrir la fisuración, se permite reducir ésta a:

$$T_u = 1.06 \cdot \emptyset \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (76)$$

En estos casos se deben utilizar en el diseño los correspondientes momentos y cortantes obtenidos después de la redistribución de fuerzas interiores al despreciar la rigidez a la torsión del elemento.

- c) **Sección crítica:** Las secciones localizadas a una distancia menor que **d** de la cara del apoyo, se pueden diseñar para la torsión T_u calculada a una distancia **d**. Si existe un momento torsor concentrado dentro de esta distancia, la sección crítica para diseño a torsión debe ser la de la cara del apoyo.

Artículo 146. RESISTENCIA A LA TORSIÓN. Las dimensiones de la sección deben ser tales que se cumpla la siguiente relación:

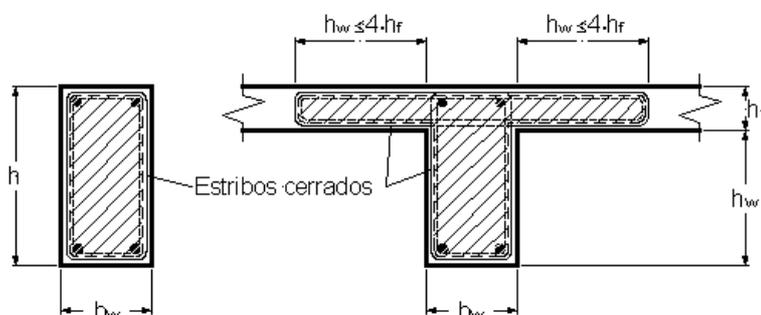
$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \cdot d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot p_h}{1.7 \cdot A_{oh}^2} \right)^2} \leq \emptyset \cdot \left(\frac{V_c}{b_w \cdot d} + 2.12 \cdot \sqrt{f'_c} \right) \quad (77)$$

Donde: $\emptyset = 0.75$

A_{oh} = Área delimitada por el centro del estribo más exterior de la sección [cm²]

p_h = Perímetro de A_{oh} [cm]

FIGURA 17
EL ÁREA SOMBREADA ES A_{OH}



Artículo 147. REFUERZO REQUERIDO PARA TORSIÓN

$$T_u \leq \phi \cdot T_n \quad (\phi = 0.75) \quad (78)$$

$$T_n = T_s \text{ (El hormigón no aporta a la resistencia a la torsión.)} \quad (79)$$

Artículo 148. La resistencia nominal a la fluencia del acero f_y , no debe exceder 4,200 kg/cm² (Grd. 60).

Artículo 149. El **refuerzo transversal** para torsión se debe diseñar utilizando:

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = 1.7 \cdot A_{oh} \cdot \frac{A_t}{s} \cdot f_{yv}$$

De donde
$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{1.7 \cdot \phi \cdot A_{oh} \cdot f_{yv}} \quad (80)$$

La armadura transversal de corte (estribos) a_t [cm²/m] requerida por metro de longitud ($s = 100$ cm) será:

$$a_t = \frac{100 \cdot T_u}{1.7 \cdot \phi \cdot A_{oh} \cdot f_{yv}} = 100 \cdot \frac{A_t}{s} \quad (81)$$

Artículo 150. El **refuerzo longitudinal** adicional requerido por torsión no debe ser menor que:

$$A_\ell = \frac{a_t \cdot p_h}{100} \cdot \frac{f_{yv}}{f_{y\ell}} \quad (82)$$

Donde a_t se debe tomar como la cantidad calculada en la Ec. (80), sin haberla modificado, de acuerdo con el Artículo 156.

Artículo 151. El refuerzo requerido por torsión se debe adicionar a los requeridos para la fuerza cortante y la flexión que actúen simultáneamente con la torsión.

Artículo 152. Al ser sumadas las armaduras transversales requeridas por cortante y torsión, se debe tener presente que la armadura requerida por torsión es en cada cara de la viga, de modo que la armadura combinada será:

$$\frac{A_{v+t}}{s} = \frac{A_v}{s} + 2 \cdot \frac{A_t}{s} \quad \text{o bien} \quad a_{v+t} = a_v + 2 \cdot a_t \quad (83)$$

Artículo 153. DETALLES DEL REFUERZO PARA TORSIÓN. El refuerzo para torsión debe consistir en refuerzo longitudinal en barras y uno o más de los siguientes tipos de refuerzo:

- a) Estribos cerrados, colocados perpendicularmente al eje del elemento.
- b) Una caja cerrada de malla electrosoldada con los alambres transversales colocados perpendicularmente al eje del elemento.
- c) Refuerzo en espiral.

Artículo 154. El refuerzo transversal se debe anclar utilizando un gancho de 135° alrededor del refuerzo longitudinal.

Artículo 155. El refuerzo longitudinal para torsión debe desarrollar adecuadamente su resistencia a tracción en sus dos extremos.

Artículo 156. REFUERZO MÍNIMO PARA TORSIÓN. En todas las regiones donde la torsión excede los valores especificados en el Artículo 143, se deben colocar, al menos, las cantidades mínimas de refuerzo para torsión.

Donde se requiera refuerzo para torsión, de acuerdo con el Artículo 149, el área mínima de estribos cerrados se debe calcular por medio de la siguiente ecuación:

$$a_{v+t} = 20 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w}{f_{yv}} \geq 350 \cdot \frac{b_w}{f_{yv}} \quad (84)$$

Artículo 157. Donde se requiera refuerzo para torsión, de acuerdo con lo indicado en el Artículo 150 el área mínima total de refuerzo longitudinal para torsión se debe calcular por medio de la siguiente ecuación:

$$A_{\ell, \min} = \frac{1.33 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_{y\ell}} \cdot A_{cp} - \frac{a_t \cdot p_h}{100} \cdot \frac{f_{yv}}{f_{y\ell}} \quad (85)$$

Donde a_t no debe ser menor que $175 \cdot b_w / f_{yv}$.

Artículo 158. ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO PARA TORSIÓN. El espaciamiento del refuerzo transversal para torsión no debe exceder de $p_h/8$ ni 30 cm.

Artículo 159. El refuerzo longitudinal requerido para torsión se debe distribuir alrededor del perímetro de los estribos cerrados, con una máxima separación entre barras de 30 cm. Las barras longitudinales se deben colocar por dentro de los estribos. Debe haber al menos una barra longitudinal en cada esquina del estribo; Las barras deben tener un diámetro por lo menos igual a 1/24 del espaciamiento entre estribos, pero no pueden ser menores de $\varnothing 3/8''$ (N° 3).

Artículo 160. El refuerzo de torsión, tanto longitudinal como transversal, se debe llevar por una distancia al menos igual a $(b_w + d)$ más allá del punto donde ya no se necesite teóricamente.

TÍTULO VI LOSAS

CAPÍTULO I GENERALIDADES

Artículo 161. METODOLOGÍAS GENERALES. Para efectos del análisis y diseño de sistemas de losas en una o dos direcciones, macizas o nervadas, se deben seguir los principios de análisis y diseño establecidos en el Título IV, "REQUISITOS GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO".

Artículo 162. MÉTODOS APROXIMADOS. Se pueden utilizar los métodos aproximados de análisis y diseño dados en el presente Título, siempre y cuando se cumplan sus limitaciones. También se permite el empleo de otros métodos simplificados, siempre y cuando se cumplan sus limitaciones y se pueda demostrar que se obtienen resultados aceptables.

Artículo 163. ALCANCE. Las disposiciones de este Título son aplicables al diseño de sistemas de losas con refuerzo de flexión en una o dos direcciones, apoyadas sobre vigas o muros en tres o cuatro bordes. Quedan incluidas dentro del alcance de este Título, las losas macizas y las losas nervadas con cavidades hechas mediante rellenos permanentes o removibles entre nervios en una o dos direcciones, según se define en el Artículo 10.

Artículo 164. LOSAS EN UNA Y EN DOS DIRECCIONES. Una losa se considera que trabaja en una dirección, cuando:

- a) Tiene dos bordes libres en dos extremos opuestos, y tiene vigas o muros, en los otros dos bordes opuestos aproximadamente paralelos.
- b) La losa tiene forma aproximadamente rectangular con apoyos en sus cuatro lados, y una relación de la luz larga a la luz corta mayor que 2.0.
- c) Una losa nervada tiene sus nervios principalmente en una dirección.

Artículo 165. LOSAS NERVADAS. Las dimensiones de las losas nervadas deben cumplir las condiciones dadas a continuación:

- a) Los nervios no deben tener menos de 10 cm de ancho, y su altura libre (altura por debajo de la losa) no debe ser mayor que 3-1/2 veces el espesor mínimo del nervio.
- b) La separación libre entre nervios no debe ser mayor de 90 cm.
- c) El espesor de la losa no puede ser menor que 1/12 de la distancia libre entre nervios, ni 5 cm.
- d) Cuando se usen moldes permanentes de hormigón que formen parte de la losa, la porción vaciada en sitio de la losa superior debe tener un espesor no menor que 1/12 de la distancia libre entre nervios, o 4 cm.
- e) En losas nervadas en una dirección, se deben colocar nervios transversales de repartición con una separación máxima de 10 veces el espesor total de la losa nervada (losa más nervio), sin exceder 4.00 m.

- f) Cuando se dejen conductos o tubos embebidos en la losa, según lo indicado en la Sección 10.9, el espesor de la losa debe ser al menos 2.5 cm mayor que el diámetro exterior máximo de la tubería en cualquier punto.

Artículo 166. SISTEMAS DE NERVADURAS COMO CONJUNTO DE VIGAS. Cuando se excede la separación máxima entre nervios dada en el ordinal (b) del Artículo 165, o cuando el número de nervaduras en la dirección bajo consideración dentro de la losa es menor de 4, las nervaduras se deben considerar como elementos aislados y su análisis y diseño no se pueden regir por los procedimientos del presente Artículo. La losa entre nervaduras en este caso se debe analizar y diseñar como una losa en una o dos direcciones, según sea el caso, cumpliendo los requisitos correspondientes.

Artículo 167. LUCES DE CÁLCULO. Las luces de cálculo ℓ se deben tomar como sigue:

- a) De centro a centro de los apoyos cuando la losa no es vaciada monolíticamente con los apoyos (losa apoyada en muros de bloques).
- b) Distancia libre entre las caras de los apoyos cuando estos se vacían monolíticamente con la losa (losa apoyada sobre vigas o muros de hormigón).

Artículo 168. ESPESORES MÍNIMOS. El espesor mínimo de las losas, diseñadas según este Título, debe estar de acuerdo con los requisitos del Título IV, Capítulo VI, "Control de Deformaciones", a menos que se verifiquen las deflexiones a corto y largo plazo, como lo indica el mismo Capítulo.

CAPÍTULO II MÉTODOS DE ANÁLISIS

Artículo 169. El análisis de los sistemas de losas se puede realizar por cualquier método que cumpla con los principios básicos para el análisis indicado en el Artículo 62, y por métodos aproximados, según se indica en el Artículo 162. Se debe cumplir lo indicado en el Artículo 67, sobre la posición de la carga viva.

SECCIÓN 1 MÉTODO SIMPLIFICADO PARA EL ANÁLISIS DE LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

Artículo 170. ANÁLISIS Y DISEÑO PARA CARGAS VERTICALES. Las losas que trabajan en una dirección, macizas o nervadas, construidas monolíticamente con sus apoyos, pueden ser analizadas como losas continuas sobre apoyos simples, con luces iguales a las luces libres de las losas y despreciando el ancho de las vigas y su efecto torsional. El análisis puede ser realizado por cualquier método que cumpla con los principios básicos para el análisis indicado en el Artículo 62, o bien utilizar los valores aproximados del Artículo 172.

Artículo 171. LOSAS NERVADAS EN UNA DIRECCIÓN. Se deberá cumplir con lo siguiente:

- a) **Nervios transversales.** En las losas nervadas en una dirección, los nervios transversales dispuestos como lo indica el ordinal (e), del Artículo 165, se deben diseñar a flexión y a cortante, de tal manera que sean capaces de transmitir la carga total (muerta más viva) de cada nervio a los dos nervios adyacentes.
- b) **Vigas paralelas a los nervios.** En el diseño de las vigas paralelas a los nervios en losas nervadas en una dirección, además de las cargas propias de su función, se debe considerar el efecto de la carga que pueden transmitir los nervios transversales. Este efecto se puede

tener en cuenta considerando una carga actuando sobre la viga, equivalente al doble de la que lleva un nervio típico.

Artículo 172. ANÁLISIS APROXIMADO PARA CARGA VERTICAL. En lugar de un análisis detallado, en las losas en una dirección pueden ser utilizados los siguientes valores aproximados de momentos y cortantes, siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos:

- a) Existan dos o más luces.
- b) Las luces sean aproximadamente iguales y la diferencia máxima entre dos luces adyacentes no sea más del 20 por ciento de la menor.
- c) Las cargas sean uniformemente distribuidas.
- d) La carga viva unitaria no exceda 3 veces la carga muerta unitaria.
- e) Los elementos sean prismáticos.

Momentos Positivos

a) Luces exteriores:
$$M_u = \frac{q_u \cdot \ell^2}{11} \quad (86)$$

b) Luces interiores:
$$M_u = \frac{q_u \cdot \ell^2}{16} \quad (87)$$

Momentos Negativos

a) Apoyo interior, dos luces
$$M_u = \frac{q_u \cdot \ell^2}{9} \quad (88)$$

b) Apoyos interiores, más de dos luces
$$M_u = \frac{q_u \cdot \ell^2}{10} \quad (89)$$

c) Apoyos interiores de losas con luces menores de 3.50 m
$$M_u = \frac{q_u \cdot \ell^2}{12} \quad (90)$$

Cortante

a) Cara exterior del primer apoyo interior
$$V_u = 1.15 \cdot \frac{q_u \cdot \ell}{2} \quad (91)$$

b) Otros apoyos
$$V_u = \frac{q_u \cdot \ell}{2} \quad (92)$$

Artículo 173. Las luces de cálculo ℓ se deben tomar como se especifica en el Artículo 167. Las luces que se utilizan en el cálculo de los momentos negativos deben ser las mayores de las luces de los vanos adyacentes.

SECCIÓN 2
MÉTODO SIMPLIFICADO PARA EL ANÁLISIS DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES

Artículo 174. LIMITACIONES. El uso de las tablas está limitado a que la carga viva no sea mayor que dos tercios de la carga total (todas las cargas sin factorizar).

Artículo 175. Las losas deben estar apoyadas sobre apoyos lineales rígidos, tales como: muros o vigas, con un peralte total mayor que tres veces el espesor de la losa.

Artículo 176. CÁLCULO DE LOS MOMENTOS. El subíndice de los momentos se refiere a la dirección donde se producen los esfuerzos de flexión; o sea, que un momento según X requerirá armaduras en la dirección X.

Artículo 177. MOMENTOS EN LOS VANOS. En general, se deberán utilizar como momentos de cálculo, los momentos de semi-empotramiento; o sea, el promedio de los momentos de tramo para apoyo simple y empotramiento perfecto en los bordes continuos, para tomar en cuenta la posición más desfavorable de la carga viva, de manera conservadora, los cuales serán determinados como sigue:

$$M_{fx} = q \cdot \frac{L_x^2}{F_x} \quad (92)$$

$$M_{fy} = q \cdot \frac{L_y^2}{F_y} \quad (93)$$

Donde: M_{fx} , M_{fy} : Momentos en los vanos en las direcciones X e Y
 L_x , L_y : Luces en las direcciones X e Y
 F_x , F_y : Coeficientes de las Tablas C.1 a C.12
 q : Carga uniforme sobre la losa

Artículo 178. ► Los coeficientes con los valores promedios para calcular los momentos en los vanos están dados en el Anexo 4, en las Tablas C.2 a C.12. Los coeficientes para calcular los momentos en los vanos para apoyos simples en los cuatro bordes están dados en la Tabla C.1.

Artículo 179. ► MOMENTOS EN LOS APOYOS. Los momentos de empotramiento perfecto de cada losa serán calculados, según las siguientes fórmulas, con ayuda de los coeficientes de las tablas C.2 a C.12, en el Anexo 4:

$$M_{sox} = q \cdot \frac{L_x^2}{S_x} \quad (94)$$

$$M_{soy} = q \cdot \frac{L_y^2}{S_y} \quad (95)$$

Donde M_{sox} , M_{soy} : Momentos en los apoyos en las direcciones X e Y
 L_x , L_y : Luces en las direcciones X e Y
 S_x , S_y : Coeficientes de las Tablas C.2 a C.12
 q : Carga uniforme sobre la losa

Artículo 180. Los momentos para el diseño de las armaduras se obtienen con el siguiente procedimiento:

$$\text{Si } L_{\max} \leq 5 \cdot L_{\min} : \quad M_s = \frac{M_{so1} + M_{so2}}{2} \geq 0.75 \cdot \max M_{so} \quad (96)$$

$$\text{Si } L_{\max} > 5 \cdot L_{\min} : \quad M_s = \max M_{so} \quad (97)$$

Donde: M_s : Momento de diseño del apoyo

M_{SO1}, M_{SO2} : Momentos en los apoyos de las losas adyacentes
 $\max M_{SO}$: Momento máximo en valor absoluto entre M_{SO1} y M_{SO2}

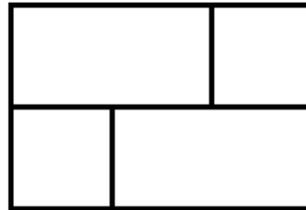
Artículo 181. Cuando hay un vuelo empotrado en una losa de borde, se permite considerar que éste produce el empotramiento de la losa adyacente cuando su momento de empotramiento debido al peso propio sea mayor que la mitad del momento de empotramiento, de la losa adyacente, por la carga total (todas las cargas sin factorizar). De forma conservadora, se permite suponer que el vuelo no empotra a la losa, esto es, que la losa en ese borde tiene un apoyo simple. De todas formas el momento de diseño en ese borde será siempre el momento de empotramiento del vuelo.

Artículo 182. En el caso de nudos de tres lados (Fig. 19), cuando el muro perpendicular al apoyo queda dentro del tercio medio de la longitud del apoyo de una losa, el momento de diseño no debe ser menor que el momento de empotramiento perfecto de dicha losa.

FIGURA 18



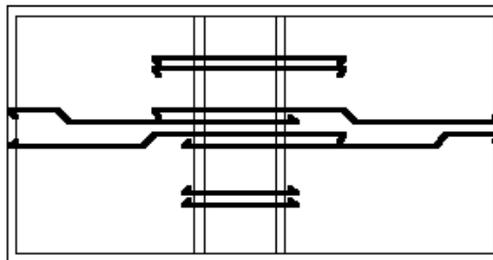
FIGURA 19



Artículo 183. No será necesario hacer ninguna corrección a los momentos de los vanos al variar los momentos sobre los apoyos, debido a que los momentos de los vanos se obtienen a partir del semi-empotramiento de los bordes continuos, según se establece en el Artículo 177.

Artículo 184. En el caso de tramos cortos adyacentes a tramos muy largos ($L_{max} > 3 \cdot L_{min}$), se debe poner especial cuidado al detallamiento de las armaduras de las losas, (en estos casos es muy probable que en la losa pequeña no haya momento positivo), por lo que la armadura para el momento negativo de la losa grande deberá ser prolongada por todo el ancho de la losa pequeña, inclusive hasta la siguiente losa si la hubiere (Fig. 20).

FIGURA 20



**CAPÍTULO III
 DISEÑO DE ARMADURAS**

Artículo 185. GENERAL. El diseño de las armaduras de refuerzo de las losas debe cumplir con los requerimientos de los Capítulos III a VI, del Título IV.

Artículo 186. DISEÑO REFUERZO PARA FLEXIÓN. El diseño se debe hacer según el procedimiento descrito en el Artículo 103, usando como ancho de la sección una franja de losa con $b = 1.00$ m.

Artículo 187. MÉTODO SIMPLIFICADO. Se permite el empleo del método simplificado descrito en el Artículo 104.

Artículo 188. ALTURA ÚTIL. La distancia d desde el centro de las barras de refuerzo hasta el borde comprimido de la sección debe tomar en cuenta el recubrimiento r_{ec} según lo indicado en el Artículo 39, el diámetro de las barras d_b y la existencia de una segunda camada de varillas.

- | | | |
|--|-------------------------------------|---|
| a) Barras $\varnothing 3/8''$ (No. 3): | Refuerzo principal: | $d = h - 2.5 \text{ cm}$ |
| | Refuerzo en la dirección larga: | $d = h - 3.5 \text{ cm}$ |
| b) Barras $\varnothing 1/2''$ (No. 4): | Refuerzo principal: | $d = h - 2.6 \text{ cm}$ |
| | Refuerzo en la dirección larga: | $d = h - 3.9 \text{ cm}$ |
| c) En general: | Refuerzo principal (1): | $d = h - d_{b1}/2 - r_{ec} \text{ (cm)}$ |
| | Refuerzo en la dirección larga (2): | $d = h - d_{b2}/2 - d_{b1} - r_{ec} \text{ (cm)}$ |

Artículo 189. CUANTÍA MÁXIMA. La cuantía de la armadura traccionada, $\rho = A_s / (b \cdot d)$ debe cumplir con lo especificado en el Artículo 105, y no debe ser mayor que los valores de ρ_{max} dados en la Tabla 6.

Artículo 190. SEPARACIÓN MÁXIMA. El refuerzo de principal debe tener una separación no mayor que 3 veces el espesor de la losa o 30 cm.

Artículo 191. CUANTÍA MÍNIMA. La cuantía del refuerzo principal referida al área bruta de la sección ($\rho_t = A_{st} / b \cdot h$) debe ser mayor o igual a la requerida por retracción y temperatura, según el Artículo 207.

Artículo 192. DISEÑO PARA FUERZA CORTANTE. La fuerza cortante para el diseño V_u debe ser la calculada en la cara del apoyo.

Artículo 193. La resistencia al cortante de las losas $\varnothing \cdot V_n$ se debe basar solamente en la resistencia al cortante del hormigón, la cual debe ser mayor que la fuerza cortante V_u .

$$\varnothing \cdot V_n = \varnothing \cdot V_c \geq V_u \quad (98)$$

$$\text{Donde } V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (99)$$

$$\varnothing = 0.75$$

Artículo 194. Si $V_u > \varnothing \cdot V_n$ la sección requiere armadura de corte, lo cual está fuera del alcance de este Reglamento. Si no se puede cambiar el espesor de la losa, se deberá usar el Reglamento ACI 318 para el diseño de las armaduras de corte.

CAPÍTULO IV DETALLES DEL REFUERZO

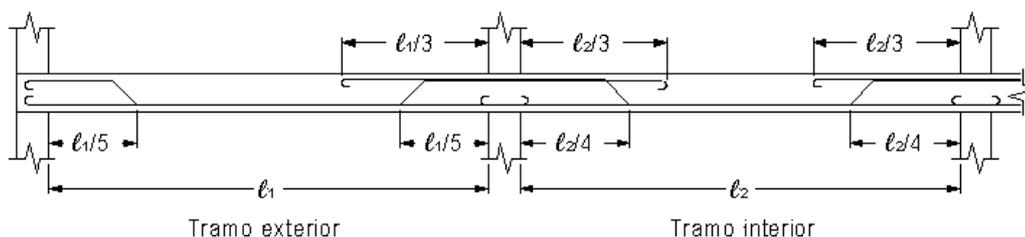
SECCIÓN 1 REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO

Artículo 195. UBICACIÓN. El refuerzo para momento positivo se debe colocar paralelo a la luz corta en losas armadas en una dirección, y en ambas direcciones en losas armadas en dos direcciones. Se deberá colocar tan cerca de la cara inferior de la losa como lo permita el recubrimiento mínimo (Artículo 39). En losas en dos direcciones, la armadura inferior debe corresponder a la dirección donde se produzca el mayor momento positivo, lo cual es generalmente en la dirección corta.

Artículo 196. EMPALMES. No se permite hacer empalmes de barras del refuerzo para momento positivo a una distancia mayor de un cuarto de la luz desde la cara del apoyo. En cualquier sección no se permite más del 50% de las barras con empalmes. Las longitudes de solape deben cumplir lo especificado en el Título II, Capítulo II, Sección 2 “Longitudes de Solape”.

Artículo 197. CAMELLAS. La mitad de las barras en cada dirección se deben camellar a una distancia de un quinto de la luz desde la cara del apoyo en los paños exteriores, y a un cuarto de la luz en paños interiores, de manera que en las esquinas se formen rectángulos con una parrilla en la cara superior con la mitad del refuerzo de cada dirección. Las barras camelladas se deben prolongar hasta un tercio de la luz de la losa adyacente (Véase Fig. 21). En las zonas sobre los apoyos, en un ancho de un cuarto de la luz a cada lado del apoyo, se dispondrá debajo de las barras camelladas en la cara superior un refuerzo paralelo al apoyo con una cuantía no menor que la cuantía del refuerzo de retracción y temperatura.

FIGURA 21
PUNTOS DE DOBLEZ



Artículo 198. ANCLAJE EN LOS EXTREMOS. En todos los bordes de la losa, el refuerzo para momento positivo, tanto el camellado como el recto, deben estar debidamente anclados por medio de ganchos de 180°, según lo indicado en el Artículo 32 “Dimensiones de los Ganchos Estándares”. Cuando el espesor de la losa no permite la colocación de los ganchos verticalmente, éstos se pueden colocar inclinados.

Artículo 199. ANCLAJE EN LOS APOYOS INTERIORES. En los apoyos interiores las barras no camelladas se deben anclar en la losa adyacente, según lo indicado en el Título II, Capítulo II, Sección 1 “Longitudes de Anclaje”.

SECCIÓN 2 REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO

Artículo 200. REQUISITOS. El refuerzo para momento negativo debe cumplir con los requisitos de cuantía máxima, cuantía mínima y separación máxima, especificados en el Artículo 189 al Artículo 191.

Artículo 201. UBICACIÓN. El refuerzo para momento negativo se debe colocar perpendicular a los apoyos. Se deberá colocar tan cerca de la cara superior de la losa como lo permita el recubrimiento mínimo (Artículo 39). En losas en dos direcciones, la armadura superior debe corresponder a la dirección donde se produzca el mayor momento negativo, lo cual es generalmente en la dirección corta. El refuerzo negativo se debe prolongar por lo menos hasta un tercio de la luz de cada losa adyacente a ambos lados del apoyo. Se permite usar las armaduras camelladas de los vanos adyacentes, tanto la principal como la de retracción y temperatura, como parte de la armadura para momento negativo sobre cualquier apoyo.

Artículo 202. ADICIONALES. Cuando la suma de las áreas de las armaduras camelladas a ambos lados del apoyo es menor que el área de refuerzo requerido sobre el apoyo, se debe suplir la diferencia con barras adicionales. Estas barras adicionales se deben prolongar por lo menos hasta un tercio de la luz de cada losa adyacente a ambos lados del apoyo, y no deberán estar espaciadas a más de 50 cm.

Artículo 203. EMPALMES. No se permite hacer empalmes de barras del refuerzo para momento negativo.

SECCIÓN 3 REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Artículo 204. En losas macizas armadas en una dirección se debe colocar un refuerzo secundario para efectos de retracción de fraguado y cambios de temperatura, en la dirección perpendicular al refuerzo principal.

Artículo 205. UBICACIÓN. El refuerzo de retracción y temperatura se debe colocar perpendicular al refuerzo principal, encima del refuerzo principal positivo en los vanos y debajo del refuerzo principal negativo en los apoyos.

Artículo 206. SEPARACIÓN MÁXIMA. El refuerzo de retracción y temperatura debe tener una separación no mayor que 4 veces el espesor de la losa o 35 cm.

Artículo 207. CUANTÍA MÍNIMA. La cuantía mínima del refuerzo de retracción y temperatura referida al área bruta de la sección ($\rho_t = A_{st} / b \cdot h$) debe ser:

- a. Acero con $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (Grado 40): 0.0020
- b. Acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (Grado 60) o malla electrosoldada: 0.0018

Artículo 208. EMPALMES. En el refuerzo de retracción y temperatura se permite hacer empalmes por solape en cualquier punto, siempre y cuando en cualquier sección no se tenga más del 50% de las barras con empalmes. Las longitudes de solape deben cumplir lo especificado en el Título II, Capítulo II, Sección 2 "Longitudes de Solape".

Artículo 209. CAMELLAS. La mitad de las barras se deben camellar a una distancia de un quinto de la luz desde la cara del apoyo en los paños exteriores, y a un cuarto de la luz en paños interiores, de manera que en las esquinas se formen rectángulos con una parrilla en la cara superior con la mitad del refuerzo de retracción y temperatura en una dirección y la mitad del refuerzo principal en la otra. Las barras camelladas se deben prolongar por lo menos hasta un tercio de la luz de la losa adyacente (Véase Fig. 21). En las zonas sobre los apoyos, en un ancho de un cuarto de la luz a cada lado del apoyo, se dispondrá debajo de las barras camelladas en la cara superior un refuerzo paralelo al apoyo con una cuantía no menor que la cuantía del refuerzo de retracción y temperatura.

Artículo 210. ANCLAJES. En todos los bordes de la losa el refuerzo de retracción y temperatura, tanto el camellado como el recto, deben estar debidamente anclados por medio de ganchos de 180° , según lo indicado en el Artículo 32, "Dimensiones de los Ganchos Estándares". Cuando el espesor de la losa no permite la colocación de los ganchos verticalmente, estos se pueden colocar inclinados.

PÁRRAFO 1: En losas nervadas, tanto en la losa superior como en la inferior si la hubiere, el refuerzo en ambas direcciones no debe ser menor que el mínimo requerido para efectos de retracción y temperatura.

SECCIÓN 4 REFUERZO EN VOLADIZOS

Artículo 211. El refuerzo principal no podrá ser menor que el requerido para resistir el momento M_u de empotramiento del vuelo, y se deberá colocar perpendicular a los apoyos, tan cerca de la cara superior de la losa como lo permita el recubrimiento mínimo (Artículo 39).

Artículo 212. El refuerzo principal se debe prolongar en la losa adyacente hasta el punto donde sea cero el momento negativo de empotramiento del vuelo, y no menos de una vez y media la longitud del vuelo.

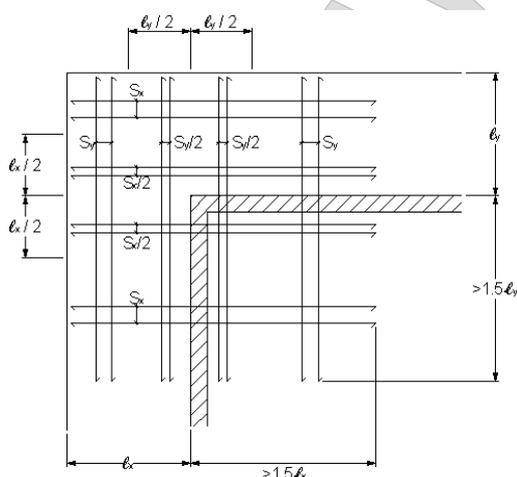
Artículo 213. En el borde libre en el extremo del vuelo, las armaduras deben terminar en ganchos de 180° según lo indicado en el Artículo 32, "Dimensiones de los Ganchos Estándares". Cuando el espesor de la losa no permite la colocación de los ganchos verticalmente, estos se pueden colocar inclinados.

Artículo 214. En la cara superior de la losa, debajo de la armadura principal, se dispondrá un refuerzo paralelo al borde libre del vuelo, con una cuantía no menor que la cuantía del refuerzo de retracción y temperatura.

Artículo 215. En la cara inferior se deberá disponer una armadura en dirección perpendicular al apoyo no menor que el 50% del refuerzo principal de la cara superior, ni que la cuantía del refuerzo de retracción y temperatura, para prever los cambios de signo de los momentos durante la ocurrencia de sismos. Encima de esta armadura se dispondrá un refuerzo paralelo al borde libre del vuelo, con una cuantía no menor que la cuantía del refuerzo de retracción y temperatura.

Artículo 216. Cuando en una esquina convergen vuelos en las dos direcciones, se dispondrá el doble de la armadura requerida por el vuelo en franjas del ancho del vuelo sobre los apoyos, en cada dirección, según se ilustra en la Fig. 22. También se permite el empleo de otras disposiciones de las armaduras, siempre y cuando se provea el refuerzo necesario para resistir los momentos en todos los puntos y se cumpla lo especificado en el Artículo 218.

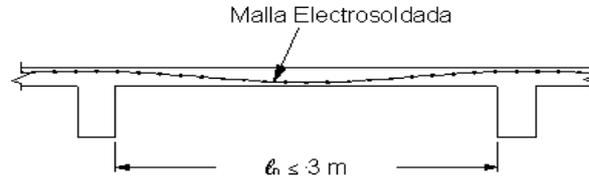
**FIGURA 22
ARMADURAS EN VUELOS**



Artículo 217. MALLA ELECTROSOLDADA. En losas armadas en una dirección con luces libres no mayores de 3.00 m, se permite que la malla electrosoldada actúe como refuerzo positivo en los vanos y refuerzo negativo sobre los apoyos. Se debe disponer curvada desde un punto lo más alto que permita el recubrimiento sobre los apoyos, hasta un punto lo más bajo que permita el recubrimiento en los centros de los vanos, siempre y cuando este refuerzo sea continuo sobre los apoyos interiores. El área de refuerzo longitudinal debe ser suficiente para resistir los momentos positivos y negativos en cualquier sección. El área de refuerzo en cualquier dirección debe cumplir con los requisitos de cuantía mínima especificada en el Artículo 191 y el Título VI, Capítulo IV, Sección 3.

Artículo 218. NÚMERO DE CAMADAS. No se deben disponer más de dos camadas de armaduras en la cara inferior o superior de una losa.

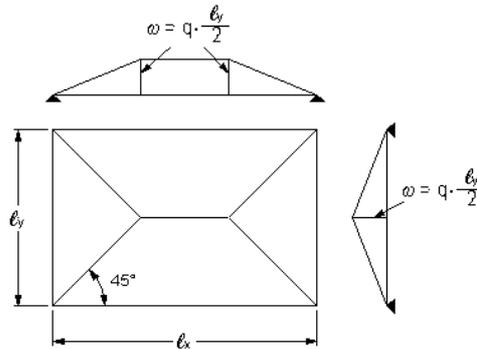
FIGURA 23
MALLA ELECTROSOLDADA



CAPÍTULO V
REACCIONES SOBRE LOS APOYOS

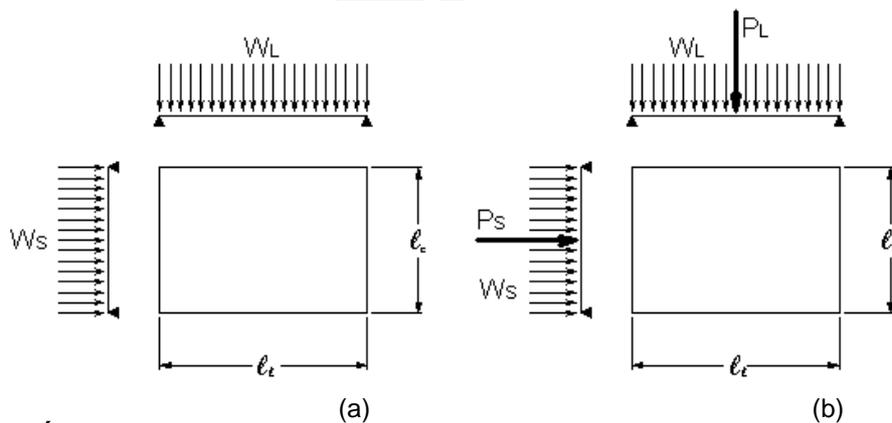
Artículo 219. Para el cálculo de las reacciones de una losa sobre los apoyos se podrá suponer la siguiente distribución de las cargas de la losa:

FIGURA 24
DISTRIBUCIÓN DE CARGAS SOBRE LOS APOYOS



Artículo 220. MÉTODO SIMPLIFICADO. Se permite el empleo de las siguientes fórmulas para el cálculo de las reacciones de la losa sobre los apoyos:

FIGURA 25
CARGAS SOBRE LOS APOYOS



Artículo 221. MÉTODO 1. Cargas uniformes que producen los mismos momentos máximos que las cargas triangulares y trapezoidales de la losa: (Véase Fig. 25 (a))

a) Para el apoyo corto:
$$W_S = \frac{q \cdot \ell_c}{3} \quad (100)$$

b) Para el apoyo largo:
$$W_L = \frac{q \cdot \ell_c}{3} \cdot \frac{(3 - (\ell_c / \ell_l)^2)}{2} \quad (101)$$

Artículo 222. MÉTODO 2. Cargas uniformes y cargas concentradas en los centros de los vanos que producen los mismos momentos máximos y las mismas fuerzas cortantes que las cargas triangulares y trapecoidales de la losa: (Véase Fig. 25 (b))

a) Para el apoyo corto:
$$W_S = \frac{q \cdot \ell_c}{6} \quad (102)$$

$$P_S = \frac{q \cdot \ell_c^2}{12} \quad (103)$$

b) Para el apoyo largo:
$$W_L = \frac{q \cdot \ell_c}{2} \cdot \left(1 - \frac{\ell_c}{\ell_l} + \frac{(\ell_c / \ell_l)^2}{3} \right) \quad (104)$$

$$P_L = \frac{q \cdot \ell_c^2}{4} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot \ell_c}{3 \cdot \ell_l} \right) \quad (105)$$

Donde: $W_{S,L}$ = Cargas uniformes sobre las vigas o apoyos [kg/m]
 $P_{S,L}$ = Cargas concentradas en los centros de los vanos [kg]
 q = Carga uniforme sobre la losa [kg/m²]
 ℓ_c = Luz corta de la losa [m]
 ℓ_l = Luz larga de la losa [m]

Artículo 223. Cuando las reacciones de las vigas se van a usar para el análisis y el diseño de columnas y zapatas, se recomienda usar el Método 2, ya que con el Método 1 se obtienen reacciones mayores que las reales.

TÍTULO VII COLUMNAS

CAPÍTULO I DIMENSIONES

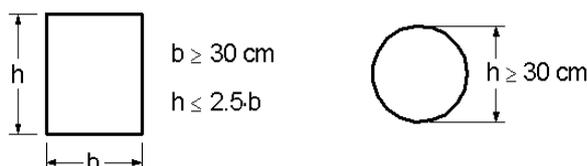
Artículo 224. DIMENSIONES MÍNIMAS DE LAS COLUMNAS EN EDIFICACIONES DE BLOQUES. Las columnas deben ser verticales y deben ser continuas hasta la fundación. La sección transversal puede ser rectangular o circular.

Artículo 225. Ninguna columna cuadrada o rectangular de la estructura principal puede tener una dimensión menor de 20 cm. o un diámetro menor de 25 cm. para columnas circulares.

Artículo 226. Cuando la columna está dentro de un muro estructural de bloques de hormigón de no menos de 15 cm de espesor, la columna podrá tener el mismo ancho del muro; pero en ningún caso podrá tener un área total menor de 400 cm².

Artículo 227. DIMENSIONES MÍNIMAS DE LAS COLUMNAS EN EDIFICIOS DE PÓRTICOS. Se debe cumplir lo indicado en el Artículo 224 al Artículo 226. Las columnas que sean parte del sistema de resistencia sísmica deben cumplir además los siguientes requerimientos:

FIGURA 26
DIMENSIONES LÍMITES EN COLUMNAS DE PÓRTICOS



- La dimensión menor de la sección transversal de la columna no debe ser menor que 30 cm.
- La relación entre la dimensión mayor de la sección y la dimensión menor, no debe ser mayor que 2.5.

Artículo 228. ELEMENTOS A COMPRESIÓN CONSTRUIDOS MONOLÍTICAMENTE CON UN MURO. Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento a compresión, reforzado transversalmente con espirales o estribos, construido monolíticamente con un muro de hormigón, se deben tomar de 4.0 cm por fuera de la espiral o estribos.

Artículo 229. SECCIÓN CIRCULAR EQUIVALENTE EN ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN. En lugar de utilizar la totalidad del área bruta para el diseño, un elemento a compresión con una sección transversal cuadrada, octagonal o de otra forma se puede considerar como de sección circular, con un diámetro igual a la menor dimensión lateral de la forma real. El área bruta considerada, la cuantía del refuerzo requerido y la resistencia de diseño, se pueden basar en esa sección circular equivalente.

CAPÍTULO II DISEÑO DE ARMADURAS LONGITUDINALES

Artículo 230. CRITERIOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO. Se debe cumplir con lo especificado en los Capítulos III a V, del Título IV.

Artículo 231. COMPRESIÓN CÉNTRICA. La fuerza axial máxima de diseño $\emptyset \cdot P_{n(max)}$ de elementos sometidos a compresión céntrica se debe calcular con la siguiente fórmula:

- Columnas con estribos y muros de hormigón armado:**

$$\emptyset \cdot P_{n(max)} = 0.80 \cdot \emptyset \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y] \quad (\text{con } \emptyset = 0.65) \quad (106)$$

- Columnas zunchadas:**

$$\emptyset \cdot P_{n(max)} = 0.85 \cdot \emptyset \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y] \quad (\text{con } \emptyset = 0.70) \quad (107)$$

Artículo 232. ► FLEXIÓN COMPUESTA. Las secciones sometidas simultáneamente a la acción de fuerzas axiales y momentos flexores con respecto a uno de sus ejes principales se pueden diseñar aplicando cualquiera de los siguientes procedimientos:

- a) Se permite emplear el procedimiento aproximado para construir diagramas de interacción de columnas y muros, descritos en el Anexo 5.
- b) Se permite el empleo de los diagramas de interacción adimensionales para secciones sometidas a flexión compuesta del Anexo 6, o de cualquier otra fuente aprobada por el MOPC.

Artículo 233. FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA. Las secciones sometidas simultáneamente a la acción de fuerzas axiales y momentos flexores con respecto a ambos ejes principales deberán cumplir con la siguiente ecuación, a menos que se diseñen según se indica en el Artículo 234.

$$\frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi \cdot M_{ny}} \leq 1 \quad (108)$$

Donde M_{ux} y M_{uy} son los momentos debidos a las cargas factorizadas respecto a los ejes x e y de la sección, que se producen simultáneamente con la fuerza axial P_u .
 $\phi \cdot M_{nx}$ y $\phi \cdot M_{ny}$ son los momentos resistentes obtenidos del diagrama de interacción según el Artículo 232, correspondientes a una fuerza axial P_u para cada dirección.

Artículo 234. ► Las secciones sometidas simultáneamente a la acción de fuerzas axiales y momentos flexores con respecto a ambos ejes principales se pueden diseñar con la ayuda de los diagramas de interacción adimensionales del Anexo 7.

Artículo 235. TRACCIÓN CÉNTRICA. Secciones sometidas a tracción céntrica se deberán diseñar usando la ecuación (109), con $\phi = 0.90$

$$\phi \cdot P_{tn} = \phi \cdot A_{st} \cdot f_y \quad (109)$$

CAPÍTULO III EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

Artículo 236. El diseño de los elementos a compresión (columnas y muros), las vigas que les dan soporte lateral y los otros elementos de soporte, se deben hacer utilizando las fuerzas y los momentos debidos a las cargas factorizadas determinadas mediante un análisis de segundo orden de la estructura. El análisis de segundo orden debe tener en cuenta la influencia de la no-linealidad de los materiales, el agrietamiento y la curvatura de los elementos, los desplazamientos de la estructura, los efectos de duración de las cargas, la retracción de fraguado y el flujo plástico del hormigón y la interacción de la estructura con la cimentación sobre la cual se apoya. Se debe demostrar que los procedimientos de análisis de segundo orden conducen a predicciones del comportamiento y resistencia de la estructura que coinciden substancialmente con los resultados de ensayos experimentales representativos de columnas de estructuras hiperestáticas.

Artículo 237. En lugar del procedimiento establecido en el Artículo 236, el diseño de los elementos a compresión se puede basar en las fuerzas axiales y momentos provenientes de un análisis aproximado como el descrito en las secciones siguientes, donde también se definen algunos de los aspectos básicos que influyen en la evaluación de los efectos de la esbeltez.

Artículo 238. RADIO DE GIRO. El radio de giro r de los elementos de sección rectangular se puede tomar como $0.30 \cdot h$, donde h es la dimensión total de la sección en la dirección analizada. Para secciones circulares se puede tomar como $0.25 \cdot d$, donde d es el diámetro de la sección. Para otras secciones r se debe calcular para el área bruta de la sección de hormigón.

Artículo 239. LONGITUD NO ARRIOSTRADA DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN. La longitud no arriostada ℓ_u de un elemento a compresión se debe tomar como la distancia libre entre losas de entrepiso, vigas u otros elementos capaces de suministrar soporte lateral al elemento a compresión.

Artículo 240. Cuando la columna tenga capitel o existan ménsulas, la longitud no arriostada debe ser medida hasta la parte más baja del capitel o ménsula, en el plano bajo consideración.

Artículo 241. ESBELTEZ MÁXIMA. No se permite el empleo de elementos a compresión que tengan una esbeltez, $k \cdot \ell_u / r$ mayor que 100; a menos que se realice un análisis detallado de todas las fuerzas internas y momentos de la estructura, siguiendo los requisitos del Artículo 236.

Artículo 242. COLUMNAS CON FLEXIÓN OBLICUA (BIAXIAL). En elementos a compresión sometidos a flexión alrededor de sus dos ejes principales, el momento alrededor de cada eje se debe amplificar separadamente de acuerdo con la longitud no arriostada en el plano correspondiente a ese eje.

Artículo 243. CLASIFICACIÓN DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ. Para tener en cuenta los efectos de esbeltez se deben considerar:

- a) **Pandeo Local.** Los efectos locales que afectan a los elementos individuales, los cuales se deben tomar en cuenta de acuerdo con los requisitos del Artículo 248 al Artículo 251, en todos los elementos a compresión de la estructura, ya sea que formen parte de pisos que se consideren susceptibles de desplazamiento lateral (sistemas desplazables) o de pisos que se consideren no susceptibles de desplazamiento lateral (sistemas indesplazables).
- b) **Pandeo Global.** Los efectos globales de segundo orden (efectos P-Delta) que afectan a la estructura como conjunto y que sólo se toman en cuenta en los pisos que se consideren susceptibles de desplazamiento lateral (sistemas desplazables), de acuerdo con los requisitos del Artículo 252 al Artículo 255.

Artículo 244. ÍNDICE DE ESTABILIDAD. El grado de susceptibilidad al desplazamiento lateral de un piso determinado se establecerá mediante el índice de estabilidad Q, que será calculado de acuerdo con la Ec.(110).

$$Q = \frac{\sum P_u \cdot \Delta_o}{V_{uH} \cdot \ell_e} \quad (110)$$

Donde: Q = Índice de estabilidad.

$\sum P_u$ = Suma de las cargas verticales acumuladas hasta el piso en consideración

V_{uH} = Fuerza cortante horizontal que actúa en el piso considerado

ℓ_e = Altura del piso bajo consideración, medida centro a centro de los nudos del pórtico.

Δ_o = Desplazamiento horizontal relativo entre el nivel superior y el nivel inferior del piso considerado, debido a la fuerza cortante total V_{uH} que actúa sobre el piso y calculado de acuerdo con un análisis elástico de primer orden.

Artículo 245. CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA. Los índices de estabilidad Q que regirán para la clasificación de la estructura en los siguientes sistemas serán:

- a) $Q \leq 0.05$ Sistema indesplazable
- b) $Q > 0.05$ Sistema desplazable

Artículo 246. En los edificios de bloques de hormigón que cumplen con los requisitos del “Reglamento para la Construcción y Diseño de Estructuras en Mampostería Estructural”, el sistema estructural se puede considerar como indesplazable.

Artículo 247. En los edificios de pórticos, el sistema estructural se debe considerar como desplazable, a menos que se demuestre que el índice de estabilidad Q es menor de 0.05, según lo indicado en el Artículo 244 y Artículo 245.

Artículo 248. SISTEMAS INDESPLAZABLES. Se pueden ignorar los efectos locales de esbeltez en aquellos elementos que cumplan la siguiente relación:

$$\frac{k \cdot \ell_u}{r} \leq 34 - 12 \cdot \frac{M_1}{M_2} \leq 40 \quad (111)$$

Donde M_1 y M_2 son los momentos en los extremos de la columna, debido a las cargas totales factorizadas, siendo M_2 el mayor y M_1 el menor de los momentos. M_1/M_2 es positivo si el elemento se deforma en curvatura simple, y negativo si el elemento se deforma con doble curvatura.

Artículo 249. Si el elemento se considera sometido a compresión céntrica, se pueden ignorar los efectos locales de esbeltez en aquellos elementos que cumplan la siguiente relación:

$$\frac{k \cdot \ell_u}{r} \leq 34 \quad (112)$$

Artículo 250. En los elementos a compresión que formen parte de sistemas indesplazables, el coeficiente de pandeo, k, se debe tomar como la unidad, a menos que por medio de un análisis de acuerdo con el Artículo 236, se demuestre que es posible utilizar un valor menor.

Artículo 251. Las columnas deben ser diseñadas para la carga axial P_u y el momento amplificado por efectos de pandeo local M_c en cada dirección. El momento M_c en cada dirección se debe obtener utilizando el coeficiente de amplificación por pandeo local δ_{ns} :

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2 \quad (113)$$

Donde:

- M_2 : Es el mayor de los momentos en los extremos de la columna, debido a las cargas factorizadas, del mismo estado de cargas de P_u . Se deben analizar los casos $P_{u,max}$ con su correspondiente M_2 , y $M_{2,max}$ con su correspondiente P_u .

- El coeficiente local de amplificación, δ_{ns} , está dado por:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \quad (114)$$

Donde $C_m = 0.6 + 0.4 \cdot (M_1/M_2) \geq 0.4 \quad (115)$

M_1/M_2 es positivo si la columna está deformada en curvatura simple. Para elementos con fuerzas transversales entre apoyos o si el elemento se considera sometido a compresión céntrica, el valor de C_m se debe tomar como la unidad ($C_m=1.0$).

La carga crítica de la columna, P_c , se debe calcular utilizando:

$$P_c = \frac{0.25 \cdot \pi^2 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot \ell_u)^2} \quad (116)$$

Donde E_c = Módulo de elasticidad del hormigón (Artículo 73)
 I_g = Momento de inercia de la sección bruta de hormigón
 k = 1
 ℓ_u = Longitud no arriostrada de la columna en el plano analizado

PÁRRAFO: El momento último M_2 que se utiliza en la Ecuación 113 no se debe tomar menor de:

$$M_{2,min} = P_u \cdot (1.5 + 0.03 \cdot h) \quad (117)$$

Donde 1.5 y h están en cm
h es la dimensión de la columna en el plano analizado.

Artículo 252. SISTEMAS DESPLAZABLES. Se pueden ignorar los efectos del pandeo global en aquellos elementos que cumplan la siguiente relación:

$$\frac{k \cdot \ell_u}{r} \leq 22 \quad (118)$$

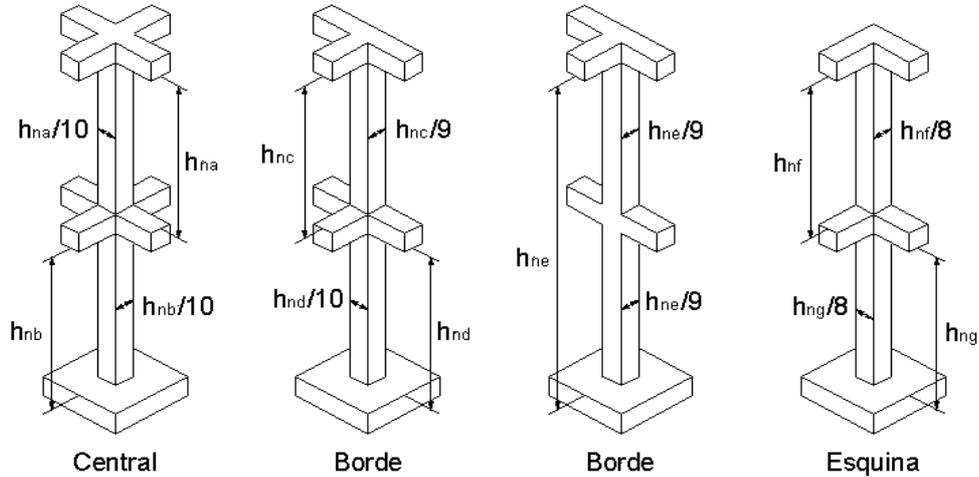
Artículo 253. En sistemas desplazables, el análisis de los efectos de esbeltez se debe hacer según lo indicado en el Artículo 236 o el Capítulo 10.10, del Reglamento ACI 318. Si la estructura analizada tiene: a) tres pisos o menos incluyendo el nivel del terreno y b) la altura de cada entrepiso de piso a piso terminado es menor o igual que cuatro metros, se permite aplicar lo indicado en el Artículo 254.

Artículo 254. Si se cumple lo indicado en el Artículo 253 y las dimensiones de todas las columnas son mayores que las mínimas establecidas en el Artículo 255, no es necesario hacer un análisis de los efectos del pandeo global en la estructura.

Artículo 255. DIMENSIONES MÍNIMAS DE LAS COLUMNAS

- a) **Columnas centrales:** La dimensión paralela a las vigas no debe ser menor que 1/10 de la distancia libre vertical entre las vigas, h_n (Véase Fig. 27).
- b) **Columnas de borde:** La dimensión perpendicular al borde no debe ser menor que 1/9 de la distancia libre vertical entre las vigas, h_n (Véase Fig. 27).
- c) **Columnas de esquina:** La dimensión paralela a las vigas no debe ser menor que 1/8 de la distancia libre vertical entre las vigas, h_n (Véase Fig. 27).

FIGURA 27
SOPORTE LATERAL DE LAS COLUMNAS



CAPÍTULO IV DISEÑO DE ARMADURAS DE CORTE

Artículo 256. FUERZA CORTANTE DE DISEÑO. En edificaciones de bloques, y en elementos que no sean parte del sistema de resistencia sísmica, en edificios de pórticos, la fuerza cortante V_u que se debe usar para el diseño de las armaduras de corte no necesita ser mayor que la que se produce debido a las cargas factorizadas a una distancia d , de la cara del apoyo.

Artículo 257. En elementos que sean parte del sistema de resistencia sísmica, en edificios de pórticos, la fuerza cortante de diseño V_e se debe determinar de la consideración de las fuerzas cortantes máximas que se puedan producir en las caras de los nudos en los dos extremos del elemento. Estas fuerzas se deben determinar utilizando la máxima resistencia probable a la flexión, M_{pr} , para el rango de fuerzas axiales factorizadas en la columna. No es necesario que las fuerzas cortantes en la columna excedan las fuerzas cortantes que se determinan a partir de las máximas resistencias probables a flexión, M_{pr} , de las vigas que llegan al nudo.

$$V_e = \frac{M_{pr-c1} + M_{pr-c2}}{h_n} \quad (119)$$

Donde V_e = Fuerza cortante de diseño

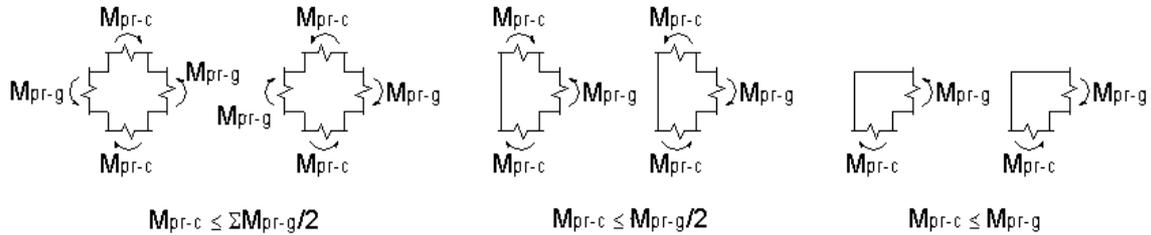
M_{pr-c1} , M_{pr-c2} : Momentos máximos probables de rotura en ambos extremos de la columna (valores absolutos)

h_n = Distancia libre vertical entre apoyos laterales de la columna

Artículo 258. Los momentos M_{pr-g} son los momentos máximos probables de rotura en los extremos de las vigas (valores absolutos), calculados con las ecuaciones (44) o (45), usando como armaduras traccionadas las armaduras existentes: inferiores para $M_{pr(+)}$ y superiores para M_{pr} .

Artículo 259. Los momentos M_{pr-c} son los momentos máximos probables de rotura en los extremos de las columnas (valores absolutos). Deben corresponder a los mayores momentos resistentes $\phi \cdot M_n$ para el rango de fuerzas factorizadas P_u que actúan en la columna. Estos momentos se pueden calcular con la ayuda de los diagramas de interacción aproximados del Anexo 5.

FIGURA 28
MOMENTOS M_{pr-c} MÁXIMOS PARA EL CÁLCULO DE V_e



Artículo 260. Los momentos M_{pr-g} y M_{pr-c} definidos en el Artículo 258 y Artículo 259, se deben calcular usando como esfuerzo de fluencia del acero $f_{ypr} = 1.25 \cdot f_y$ y como factor de reducción de resistencia $\phi = 1.00$.

Artículo 261. En ningún caso, el valor de V_e puede ser menor que la fuerza cortante factorizada que se obtiene en el análisis de la estructura.

Artículo 262. En la determinación del refuerzo transversal para cortante dentro de las zonas confinadas λ_o de las columnas, el esfuerzo cortante resistido por el hormigón se debe suponer igual a cero ($V_c = 0$), si se cumplen simultáneamente las dos condiciones siguientes:

- a) La fuerza cortante correspondiente a los efectos sísmicos es mayor que la mitad de la fuerza cortante total de diseño V_e en la zona confinada.
- b) La fuerza axial factorizada, incluyendo los efectos sísmicos, es de tracción o de compresión menor que $f'_c \cdot A_g/20$ (en valor absoluto).

Artículo 263. DISEÑO DE LAS ARMADURAS. El diseño de las armaduras de corte se debe hacer según lo estipulado en el Artículo 131 al Artículo 137, usando $V_u = V_e$, tomando en cuenta lo indicado en el Artículo 261.

Artículo 264. VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN DOS DIRECCIONES. Cuando la columna está sometida a fuerzas cortantes en dos direcciones simultáneamente, se debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$\sqrt{\left(\frac{V_{ux}}{\phi \cdot V_{nx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{uy}}{\phi \cdot V_{ny}}\right)^2} \leq 1 \quad (120)$$

Donde V_{ux} y V_{uy} corresponden a las fuerzas cortantes V_e en las direcciones de los ejes X - Y, y $\phi \cdot V_{nx}$ y $\phi \cdot V_{ny}$ corresponden a las fuerzas cortantes resistentes calculadas con la ecuación (66) para cada dirección X -Y.

CAPÍTULO V DETALLES DEL REFUERZO LONGITUDINAL

Artículo 265. El refuerzo longitudinal se debe colocar en la periferia de la sección de la columna, tan cerca de las caras exteriores como lo permitan el recubrimiento y las barras de refuerzo transversal.

Artículo 266. El refuerzo longitudinal en los elementos sometidos a compresión debe cumplir los siguientes requisitos:

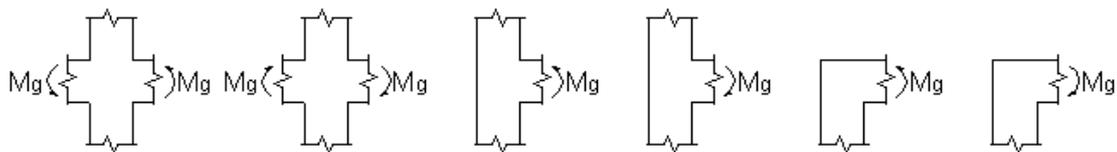
- a) El área del refuerzo longitudinal para elementos a compresión, no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área bruta A_g de la sección.
- b) En columnas cuadradas o rectangulares con estribos debe haber un mínimo de 4 barras longitudinales. En columnas redondas con refuerzo transversal en espiral (zuncho) debe haber al menos 6 barras longitudinales.
- c) Las barras longitudinales no deben estar espaciadas a más de 30 cm.
- d) El diámetro mínimo de las barras longitudinales en columnas debe ser $\phi 1/2"$ (No. 4), en edificios de bloques y $\phi 3/4"$ (No. 6), en edificios de pórticos.
- e) Se permite hacer solapes de las barras longitudinales solamente en la mitad central de la longitud del elemento, fuera de las zonas de nudo definidas en el 0. Se permite empalmar por medio de solapes hasta la mitad de las barras de refuerzo en cualquier sección, siempre que los solapes sean de barras alternadas a lo largo del perímetro de la sección transversal.
- f) Se prohíbe el "jinquetado" de las barras longitudinales, según lo indicado en el Artículo 399.

Artículo 267. REQUISITOS ADICIONALES EN ELEMENTOS QUE SEAN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA. En columnas que sean parte del sistema de resistencia sísmica, en edificios de pórticos, en cada nudo la resistencia a la flexión de las columnas debe cumplir la siguiente relación (Véase Fig. 29):

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} \cdot \sum M_g \tag{121}$$

Donde: $\sum M_c$ = Suma de los momentos resistentes ϕM_n de las columnas que llegan al nudo.
 $\sum M_g$ = Suma de los momentos resistentes ϕM_n de las vigas que llegan al nudo.

**FIGURA 29
MOMENTOS RESISTENTES DE LAS VIGAS**



Artículo 268. La resistencia a la flexión de la columna se debe calcular para la fuerza axial P_u , consistente con la dirección de las fuerzas horizontales consideradas, que resulta en el menor valor de ϕM_n .

Artículo 269. Los momentos resistentes M_g (ϕM_n) de las vigas se deben calcular usando como armadura traccionada la armadura superior de la viga a un lado del nudo y la armadura inferior de la viga al otro lado del nudo, de manera que ambas vigas produzcan giros del mismo sentido a ambos lados del nudo.

Artículo 270. La ecuación (121) se debe cumplir para las dos direcciones en el plano vertical del pórtico bajo consideración. Los momentos resistentes ϕM_n , tanto de las vigas como de las columnas, se deben calcular usando las armaduras reales que se van a disponer en las secciones.

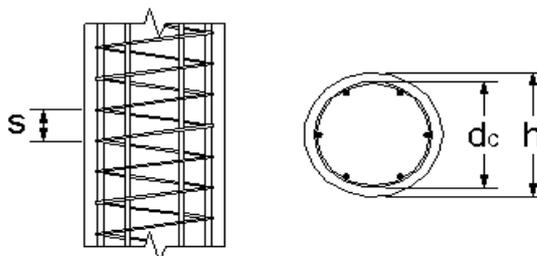
CAPÍTULO VI DETALLES DEL REFUERZO TRANSVERSAL

Artículo 271. El refuerzo transversal en elementos sometidos a compresión debe cumplir los requisitos de los Artículo 272 al Artículo 277, y cuando se requiera por cortante debe cumplir además con los requisitos del Título VII, Capítulo IV.

Artículo 272. COLUMNAS ZUNCHADAS. El refuerzo en espiral para elementos a compresión diseñados como columnas zunchadas debe cumplir los requisitos siguientes:

- a) Todas las barras longitudinales deben estar dentro de una barra en espiral (zunchado), con un diámetro mínimo de $\phi 3/8''$ (No. 3).
- b) El espaciamiento entre espirales no debe exceder 8 cm ni ser menor de 2.5 cm. Se debe cumplir además con los requisitos del Artículo 21.
- c) La espiral se debe anclar por medio de 1.5 vueltas adicionales en cada extremo de la unidad de espiral.
- d) Los empalmes del refuerzo en espiral deben ser según lo indicado en el Artículo 36.
- e) La espiral debe ir desde la parte superior de la zapata o losa hasta el nivel del refuerzo inferior más bajo de los elementos que la columna soporte en el siguiente nivel.

**FIGURA 30
COLUMNA ZUNCHADA**



- f) La cuantía del refuerzo en espiral ρ_s no debe ser menor que el valor dado por la ecuación (122): (Véase Fig. 30).

$$\rho_s = \frac{A_b \cdot \pi \cdot (d_c - d_b)}{A_c \cdot s} \geq 0.45 \cdot \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \cdot \frac{f'_c}{f_{ys}} \quad (122)$$

Donde: A_b : Área de la barra de la espiral
 d_c : Diámetro exterior de la espiral
 d_b : Diámetro de la barra de la espiral
 A_c : Área del núcleo de la sección, hasta el diámetro exterior de la espiral ($A_c = \pi \cdot d_c^2 / 4$)
 f'_c : Esfuerzo nominal de rotura del hormigón de la columna

f_{ys} : Esfuerzo de fluencia del acero de la barra de la espiral, (4,200 kg/cm²)

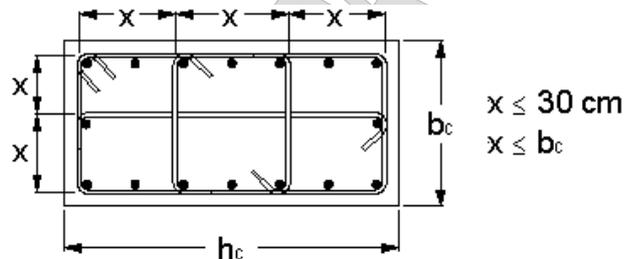
- g) Requisitos adicionales en elementos que sean parte del sistema de resistencia sísmica: Además de lo indicado en el Artículo 272f, la cuantía del refuerzo en espiral ρ_s en las zonas de nudo (Véase Artículo 274), no debe ser menor que el valor dado por la Ec. (123): (Véase Fig. 30)

$$\rho_s = \frac{A_b \cdot \pi \cdot (d_c - d_b)}{A_c \cdot s} \geq 0.12 \cdot \frac{f'_c}{f_{ys}} \quad (123)$$

Artículo 273. COLUMNAS CON ESTRIBOS. El refuerzo transversal para elementos a compresión diseñados como columnas con estribos debe cumplir los requisitos siguientes:

- a) Todas las barras longitudinales deben estar dentro de un estribo con un diámetro mínimo de $\phi 3/8$ " (No. 3). En edificios de bloques, en columnas que no sean parte del sistema de resistencia sísmica, se permite usar estribos con un diámetro de $\phi 1/4$ " (No. 2).
- b) El refuerzo transversal en columnas deberá ser como se indica a continuación:
1. El refuerzo transversal debe consistir en estribos cerrados con ganchos de 135°, como se indica en el Artículo 32c.
 2. Se permite el empleo de grapas que cumplan con los requisitos del Artículo 32d, con el mismo diámetro y espaciamiento que los estribos. Cada grapa debe abrazar una barra longitudinal en cada extremo. Grapas consecutivas se deben disponer con los extremos alternados a lo largo de las barras longitudinales.

FIGURA 31
SEPARACIÓN ENTRE PATAS DE ESTRIBOS Y GRAPAS



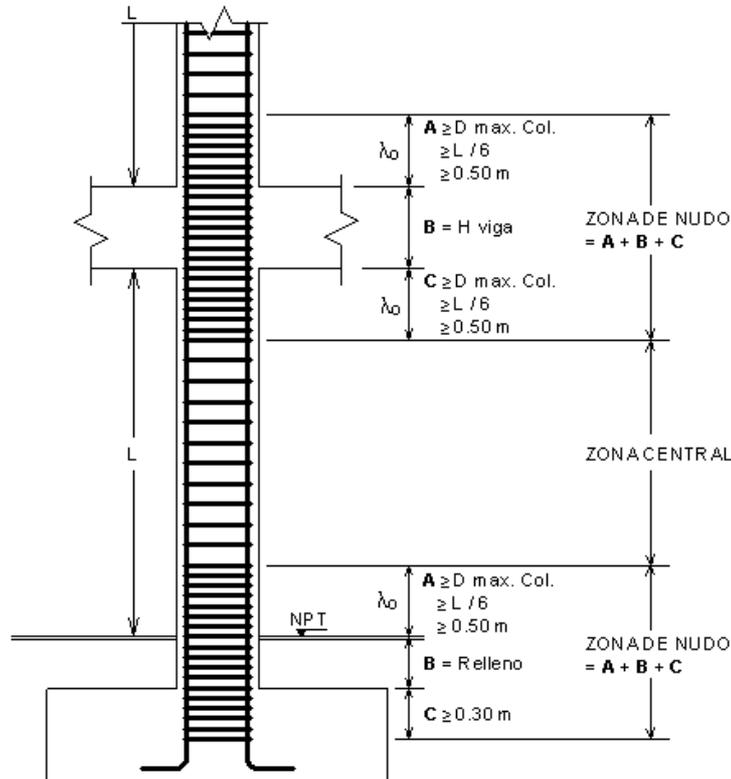
- c) Las grapas y estribos se deben disponer de tal manera que las barras longitudinales de las esquinas y las barras alternas tengan soporte lateral provisto por la esquina de un estribo o una grapa, la separación horizontal entre las patas no sea más de 30 cm o la dimensión menor de la columna, y no haya ninguna barra longitudinal a más de 15 cm de una barra con soporte lateral provisto por la esquina de un estribo o una grapa. (Véase Fig. 31)

Artículo 274. ZONA DE NUDO. En ambos extremos de la columna, en una longitud l_0 medida desde la cara del nudo o desde el punto donde se pueda producir una articulación plástica (Véase Fig. 32), se debe disponer un refuerzo de confinamiento con las características indicadas en el Artículo 275, La longitud l_0 no puede ser menor que:

- a) La máxima dimensión transversal de la columna
b) 1/6 de la longitud libre de la columna

c) 50 cm.

FIGURA 32
DISPOSICIÓN DE ESTRIBOS EN COLUMNAS



Artículo 275. El refuerzo transversal de confinamiento en la zona de nudo deberá satisfacer los siguientes requerimientos:

- El espaciamiento del refuerzo de confinamiento medido a lo largo del eje de la columna no debe ser mayor que un cuarto de la dimensión menor de la columna, 10 veces el diámetro del estribo o 10 cm.
- El primer estribo o grupo de estribos y grapas debe estar colocado a no más de 5 cm de la cara del nudo.
- En la intersección de vigas y columnas, la armadura transversal de la columna se debe continuar en el nudo o intersección, con un espaciamiento no mayor que 15 veces el diámetro del estribo o 15 cm.
- Si la columna termina en una zapata o platea, el refuerzo de confinamiento se debe extender por lo menos 30 cm dentro de la zapata o platea, o hasta la camada inferior de armaduras de la fundación.

Artículo 276. REQUISITOS ADICIONALES EN ELEMENTOS QUE SEAN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA. Además de lo indicado en el Artículo 275, el área total de refuerzo transversal de confinamiento en las zonas de nudo no debe ser menor que el requerido por las ecuaciones siguientes:

$$a_{sh} = 30 \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_{ys}} \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (124)$$

$$a_{sh} = 9 \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_{ys}} \quad (125)$$

Donde: a_{sh} = Área total de refuerzo transversal (estribos más grapas) por metro de longitud, perpendicular a la dimensión h_c [cm^2/m]

h_c = Dimensión del núcleo de la columna, medido de centro a centro del estribo [cm]

A_g = Área bruta de la sección transversal de la columna [cm^2]

A_{ch} = Área del núcleo de la columna, medida de afuera a afuera del estribo [cm^2]

f'_c = Esfuerzo nominal de rotura del hormigón [kg/cm^2]

f_{ys} = Esfuerzo de fluencia de la armadura transversal [kg/cm^2]

Artículo 277. ZONA CENTRAL. En el resto de la columna, fuera de las zonas de nudo donde se requiere del refuerzo de confinamiento, se debe disponer la misma configuración del refuerzo transversal (estribos y grapas); pero con una separación centro a centro no mayor que:

- a) En elementos que no son parte del sistema de resistencia sísmica: 15 veces el diámetro del estribo o 15 cm.
- b) En elementos que son parte del sistema de resistencia sísmica: 6 veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña, la mitad de la dimensión menor de la sección transversal de la columna o 15 cm.

CAPÍTULO VII NUDOS DE PÓRTICOS

Artículo 278. REQUISITOS GENERALES. Los nudos de los pórticos que sean parte del sistema de resistencia sísmica deben cumplir los requisitos dados a continuación.

Artículo 279. Cuando el refuerzo longitudinal de la viga pasa a través del nudo, la dimensión de la columna, paralela al refuerzo longitudinal de la viga, no puede ser menor que $20 \cdot d_b$, calculado para la barra longitudinal de mayor diámetro de la viga.

Artículo 280. REFUERZO TRANSVERSAL. Dentro del nudo se debe colocar refuerzo de confinamiento en una cantidad igual a la exigida por el Artículo 276, a menos que el nudo esté confinado por los elementos que le llegan, como se indica en el Artículo 281.

Artículo 281. Cuando al nudo llegan vigas por sus cuatro caras verticales, que tengan un ancho al menos igual a $3/4$ del ancho de la columna, en la porción del nudo que corresponda a la altura de la viga de menor peralte se puede colocar refuerzo transversal igual al menos a la mitad del requerido por el Artículo 276, pero sin que el espaciamiento sea mayor de 15 cm.

Artículo 282. Cuando la viga es más ancha que la columna, y parte del refuerzo de la viga no atraviesa el núcleo confinado, se deben disponer en la viga estribos verticales de confinamiento, según se indica en el Artículo 138, al Artículo 142.

Artículo 283. RESISTENCIA AL CORTE. La fuerza cortante resistente del nudo $\phi \cdot V_n$, debe ser mayor o igual que la fuerza cortante factorizada V_u que se produce dentro del nudo debido a los momentos

máximos probables de rotura de las vigas y columnas que llegan al nudo (Véase Fig. 33). Para el cálculo de V_u se deben cumplir los siguientes requisitos:

- a) Las fuerzas en las armaduras longitudinales traccionadas de las vigas en las caras del nudo se deben determinar suponiendo que el esfuerzo es el esfuerzo máximo probable de fluencia del acero $f_{ypr} = 1.25 \cdot f_y$ [kg/cm²].
- b) La fuerza cortante en el nudo V_u se debe calcular para ambas direcciones, usando la fórmula (126) en nudos con vigas en ambos lados (Ver Fig. 33), y las ecuaciones (127) y (128) cuando hay una viga en un solo lado:

$$V_u = f_{ypr} \cdot (A_s + A'_s)_{viga} - (\Delta V_e)_{columna} \quad (126)$$

$$V_u \geq f_{ypr} \cdot (A_s)_{viga} - (\Delta V_e)_{columna} \quad (127)$$

$$\geq f_{ypr} \cdot (A'_s)_{viga} - (\Delta V_e)_{columna} \quad (128)$$

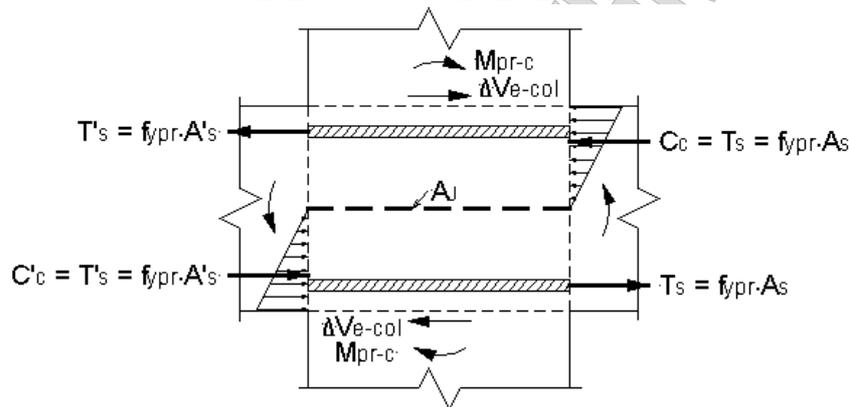
Donde: f_{ypr} = Esfuerzo máximo probable de fluencia del acero = $1.25 \cdot f_y$ [kg/cm²]

A_s = Armadura inferior de la viga [cm²]

A'_s = Armadura superior de la viga [cm²]

ΔV_e = Fuerza cortante en la columna [kg], según lo indicado en el Artículo 128.

**FIGURA 33
FUERZAS CORTANTES EN EL NUDO**



- c) La fuerza cortante resistente $\emptyset \cdot V_n$ en el plano crítico del nudo A_J debe ser:

- 1. Nudos confinados en las cuatro caras:

$$\emptyset \cdot V_n = 5.3 \cdot \emptyset \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_J \quad (129)$$

- 2. Nudos confinados en tres caras o en caras opuestas:

$$\emptyset \cdot V_n = 4.0 \cdot \emptyset \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_J \quad (130)$$

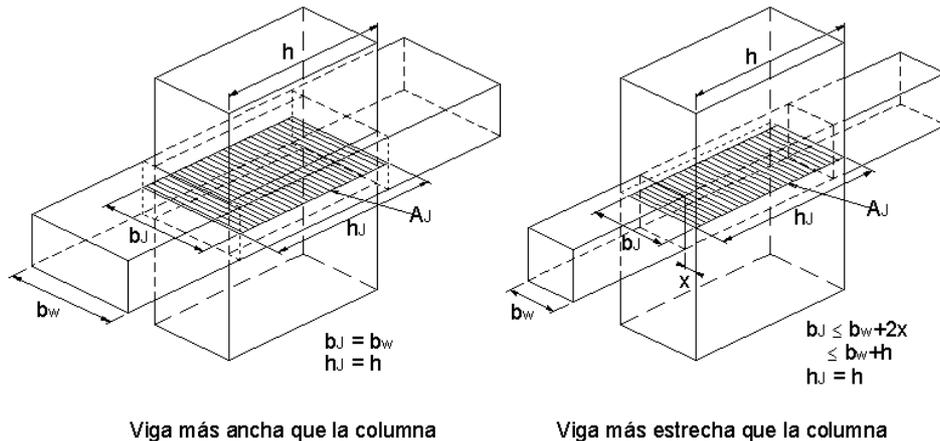
- 3. Otros nudos:

$$\emptyset \cdot V_n = 3.2 \cdot \emptyset \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_J \quad (131)$$

Donde: \emptyset = Factor de Reducción de Resistencia = 0.85

$A_J = b_J \cdot h_J$ [cm²] = Área de la sección transversal efectiva en el nudo, según se indica en la Fig. 34.

FIGURA 34
ÁREA EFECTIVA EN EL NUDO A_J



Artículo 284. Se considera que una viga que llega a una cara de un nudo provee confinamiento cuando por lo menos 3/4 de la cara del nudo está cubierta por la viga que llega. Un nudo se considera confinado si a sus cuatro caras llegan vigas que cumplan el requisito anterior.

Artículo 285. LONGITUD DE DESARROLLO PARA EL REFUERZO COLOCADO DENTRO DE NUDOS. Las longitudes de desarrollo para refuerzo colocado dentro de los nudos son las siguientes:

- a) La longitud de desarrollo, l_{dh} , para una barra con un gancho estándar de 90°, no debe ser menor que $8 \cdot d_b$, 15 cm, o la longitud dada por la Ec. (132).

$$l_{dh} = \frac{f_y}{17.2 \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot d_b \quad (132)$$

- b) El gancho de 90° debe quedar localizado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde.
- c) La longitud de desarrollo, l_{dh} , para barras rectas no puede ser menor que:
1. 2.5 veces la longitud dada por la Ec. (132), si no hay más de 30 cm de hormigón vaciado en una sola etapa por debajo de la barra.
 2. 3.5 veces la longitud requerida por la Ec. (132), si hay más de 30 cm de hormigón vaciado en una sola etapa por debajo de la barra.
- d) Las barras rectas que terminen en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o del elemento de borde. Cualquier parte de la longitud recta de anclaje que no quede dentro del núcleo confinado debe ser incrementada por un factor igual a 1.6.

TÍTULO VIII MUROS

CAPÍTULO I CONSIDERACIONES GENERALES

Artículo 286. Los muros se deben diseñar para resistir las fuerzas interiores obtenidas de un análisis según el Título IV, Capítulo II, y combinadas y factorizadas según el Título III, Capítulo II.

Artículo 287. Los muros de hormigón armado deben estar alineados verticalmente y deben ser continuos desde el techo hasta la fundación. Cuando se produzcan cambios en el espesor del muro, el centro de gravedad de la sección transversal del muro superior debe caer en el tercio central del espesor del muro inferior.

Artículo 288. A menos que se realice un análisis detallado, la longitud horizontal de muro que se considera efectiva para soportar una carga concentrada no debe exceder el ancho del área de apoyo más cuatro veces el espesor del muro. Si sobre el muro actúan varias cargas concentradas esta longitud no debe ser mayor que la distancia centro a centro entre las cargas.

Artículo 289. Los elementos a compresión construidos integralmente con el muro deben cumplir los requisitos del Artículo 228.

Artículo 290. Los muros se deben amarrar a los elementos que los interceptan, tales como: losas de entrepiso o techo, cubiertas, columnas, otros muros que los interceptan y zapatas.

CAPÍTULO II DIMENSIONES MÍNIMAS

Artículo 291. El espesor t de los muros de carga no debe ser menor que:

- a) 15 cm
- b) $1/20$ de la distancia libre vertical entre soportes laterales l_v

Artículo 292. Se permiten espesores menores si se demuestra mediante un análisis, según lo indicado en el Artículo 236, que se cumplen los requisitos establecidos en el Artículo 59.

CAPÍTULO III DISEÑO DE ARMADURAS VERTICALES

Artículo 293. A menos que se diseñen de acuerdo con la Título VIII, Capítulo IV, los muros sometidos a fuerzas axiales, flexión compuesta o flexión oblicua compuesta, se deben diseñar de acuerdo con las disposiciones para columnas y elementos a compresión dadas en los Capítulos III, IV, V, del Título IV, Capítulo II, del Título VII y Artículo 236.

Artículo 294. ► Se permite emplear el procedimiento aproximado para construir diagramas de interacción de columnas y muros descritos en el Anexo 5. Si el muro está solicitado por flexión en ambos ejes (flexión oblicua compuesta), se deberá cumplir lo indicado en el Artículo 233.

CAPÍTULO IV MÉTODO DE DISEÑO EMPÍRICO

Artículo 295. Los muros de sección horizontal rectangular se pueden diseñar de acuerdo con las disposiciones empíricas de la presente sección, si la resultante de las cargas axiales factorizadas está localizada dentro del tercio central de la longitud horizontal total del muro y dentro del tercio central del espesor total del muro, y además se cumplen todos los límites de los Capítulos I, II, Artículo 297, Capítulo VII, Sección 1 y 2, del Título VIII.

Artículo 296. La fuerza axial nominal resistente $\emptyset P_{nw}$ de un muro que cumpla con los requisitos del Artículo 295, se puede calcular usando la Ecuación (133), a menos que se diseñe según lo indicado en el Título VIII, Capítulo III.

$$\emptyset P_{nw} = 0.55 \cdot \emptyset \cdot f'_c \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot \ell_v}{32 \cdot t} \right)^2 \right] \quad (133)$$

Donde $\emptyset = 0.70$

A_g = Área bruta de la sección transversal [cm²]

k = Factor de longitud efectiva:

-Para muros arriostrados arriba y abajo contra traslación lateral y además:

a) Restringidos al giro en uno o en ambos extremos, (arriba y/o abajo) $k = 0.8$

b) Libres para girar arriba y abajo $k = 1.0$

-Para muros no arriostrados contra traslación lateral $k = 2.0$

ℓ_v = Distancia libre vertical entre soportes laterales [cm]

t = Espesor total del muro [cm]

Artículo 297. El espesor de muros de carga diseñados por el método empírico, no debe ser menor que 1/25 del menor entre la distancia libre vertical entre soportes laterales ℓ_v y la longitud horizontal del muro ℓ_w .

CAPÍTULO V ELEMENTOS DE BORDE

Artículo 298. En muros de hormigón armado en edificios de pórticos, se deben colocar elementos de borde en los bordes y alrededor de las aberturas de los muros estructurales, cuando el máximo esfuerzo en la fibra extrema en compresión f_{cu} , producido por las cargas factorizadas que incluyan efectos sísmicos, exceda $0.2 \cdot f'_c$, a menos que todo el muro esté reforzado de tal manera que cumpla los requisitos del Artículo 276. Para calcular f_{cu} se puede usar la siguiente ecuación:

$$f_{cu} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{6 \cdot M_u}{\ell_w^2 \cdot t} \quad (134)$$

Donde: P_u = Fuerza axial debida a las cargas factorizadas que incluyan cargas sísmicas [kg]

M_u = Momento en el plano del muro debido a las cargas factorizadas que incluyan cargas sísmicas [kg.cm]

A_g = Área bruta de la sección transversal [cm²]

ℓ_w = Longitud horizontal del muro [cm]

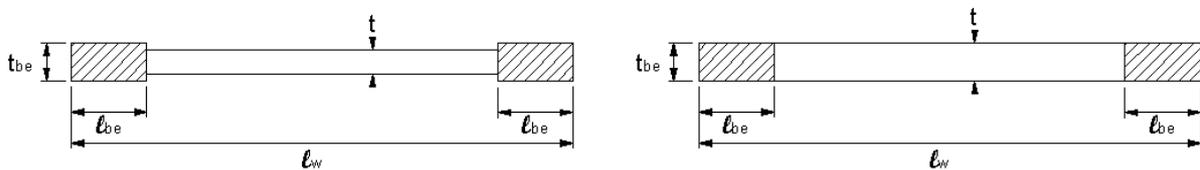
t = Espesor del muro [cm]

Artículo 299. Los elementos de borde se pueden discontinuar cuando el esfuerzo de compresión calculado en la fibra extrema f_{cu} sea menor que $0.15 \cdot f'_c$.

Artículo 300. Los elementos de borde, cuando se requieran, deben cumplir los siguientes requerimientos:

- El espesor de los elementos de borde t_{be} no debe ser menor que $1/16$ de la distancia libre vertical entre soportes laterales l_v o el espesor t del muro.
- Los elementos de borde deben tener una dimensión l_{be} en la dirección del muro no menor de 30 cm.

**FIGURA 35
ELEMENTOS DE BORDE**



- Los elementos de borde se deben diseñar para resistir todas las fuerzas y momentos que actúan en el muro, incluyendo cargas gravitacionales, vivas y debidas al sismo. Las fuerzas actuando en los elementos de borde se pueden calcular usando las siguientes ecuaciones:

$$\text{Compresión: } P_{cu} = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{(l_w - l_{be})} \quad (135)$$

$$\text{Tracción: } P_{tu} = \frac{P_u}{2} - \frac{M_u}{(l_w - l_{be})} \leq 0 \quad (136)$$

- El refuerzo longitudinal de los elementos de borde se debe diseñar usando las ecuaciones (106) o (107), para compresión y (109) para tracción. En las ecuaciones (106) y (107) el valor de A_g corresponde al área del elemento de borde.
- La armadura longitudinal en los elementos de borde debe cumplir con lo indicado en el Artículo 265 y Artículo 266.
- Los elementos de borde deben tener la armadura transversal indicada para columnas en el Artículo 273, Artículo 274 y Artículo 275, excepto que la ecuación (124) no tiene que ser aplicada.
- Cuando los elementos de borde sean también columnas de un pórtico, deben ser diseñados como columnas según el Título 7, sumando a las fuerzas interiores obtenidas del análisis del pórtico, las fuerzas de tracción y compresión provenientes del muro.

Artículo 301. Cuando no se requiera de elementos de borde según lo indicado en el Artículo 298, se deberá cumplir lo siguiente:

- Si la cuantía de refuerzo longitudinal en un extremo del muro es mayor que $28/f_y$, se debe disponer en el extremo del muro un refuerzo transversal que cumpla con lo indicado en los

Artículo 273 y Artículo 300. El espaciamiento del refuerzo transversal en el extremo del muro no debe ser mayor de 20 cm.

CAPÍTULO VI DISEÑO PARA FUERZA CORTANTE

Artículo 302. La fuerza cortante de diseño V_u debe ser la obtenida según el Artículo 286.

Artículo 303. El diseño de las secciones transversales sometidas a fuerzas cortantes se debe basar en:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad (137)$$

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot (V_c + V_s) \quad (138)$$

Donde V_u : Fuerza cortante en la sección debida a las cargas factorizadas,
 V_n : Fuerza cortante nominal de rotura de la sección = $V_c + V_s$
 V_c : Fuerza cortante nominal resistida por el hormigón
 V_s : Fuerza cortante nominal resistida por el acero
 ϕ : Factor de reducción de resistencia = 0.60.

Artículo 304. FUERZA CORTANTE MÁXIMA. La fuerza cortante nominal de rotura V_n no debe ser mayor que el valor obtenido de la siguiente fórmula:

$$V_{nmax} = 2.65 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d_w \quad (139)$$

Donde: t = Espesor del muro [cm]
 $d_w = 0.8 \cdot l_w$ (Altura útil de la sección, distancia desde el borde comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura traccionada) [cm]
 l_w = Longitud horizontal del muro, incluyendo los elementos de borde [cm]

Cuando $V_u > \phi \cdot V_{nmax}$ se deberá aumentar el espesor del muro o la resistencia del hormigón.

Artículo 305. FUERZA CORTANTE NOMINAL RESISTIDA POR EL HORMIGÓN V_c . La fuerza cortante nominal resistida por el hormigón se debe calcular con las siguientes fórmulas:

a) Si el muro está sometido a compresión:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d_w \quad (140)$$

b) Si el muro está sometido a tracción:

$$V_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{35 \cdot A_g} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d_w \geq 0 \quad (141)$$

Donde: N_u = Fuerza axial de tracción (con signo negativo) [kg]
 A_g = Área bruta de la sección transversal del muro (incluyendo los elementos de borde) [cm²]
 t, d_w = Ver Ecuación 139.

Artículo 306. FUERZA CORTANTE NOMINAL RESISTIDA POR EL ACERO V_s . La fuerza cortante nominal resistida por el acero se debe calcular con la siguiente fórmula:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_w}{s} \quad (142)$$

Donde: A_v = Área de refuerzo de corte horizontal en la distancia vertical s (en todas las camadas de refuerzo). [cm^2]

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero [kg/cm^2]

d_w = $0.8 \cdot \ell_w$ (Altura útil de la sección, distancia desde el borde comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura traccionada) [cm]

s = Espaciamiento vertical entre barras horizontales [cm]

Artículo 307. DISEÑO DE LAS ARMADURAS DE CORTE. Cuando $V_u > \phi \cdot V_c$, se deberá disponer en la sección armadura de corte suficiente para resistir la fuerza cortante:

$$V_{sd} = V_u / \phi - V_c \quad (143)$$

Artículo 308. La armadura de corte horizontal a_{vh} [cm^2/m] requerida por metro de longitud vertical ($s = 100 \text{ cm}$) será:

$$a_{vh} = \frac{100 \cdot V_{sd}}{f_y \cdot d_w} \quad (144)$$

Artículo 309. La cuantía de la armadura horizontal ρ_{vh} requerida para cortante será:

$$\rho_{vh} = \frac{V_{sd}}{f_y \cdot d_w \cdot t} \quad (145)$$

Artículo 310. La cuantía de la armadura vertical no debe ser menor que la cuantía de la armadura horizontal.

CAPÍTULO VII DETALLES DEL REFUERZO

Artículo 311. El refuerzo vertical y horizontal debe consistir en una o dos camadas de barras corrugadas o malla electrosoldada, colocadas paralelas a las caras del muro, respetando los recubrimientos mínimos indicados en el Artículo 39.

Artículo 312. NÚMERO DE CAMADAS DE REFUERZOS. Se deben disponer dos camadas de refuerzo, cada una con refuerzo vertical y horizontal, cuando se presente cualquiera de los casos siguientes:

- a) El espesor del muro es más de 25 cm
- b) La cuantía de refuerzo vertical ρ_v excede 0.01
- c) La fuerza cortante V_u es mayor que el valor $\phi \cdot V_c$, con V_c calculado según el Artículo 305.

SECCIÓN 1 REFUERZO VERTICAL.

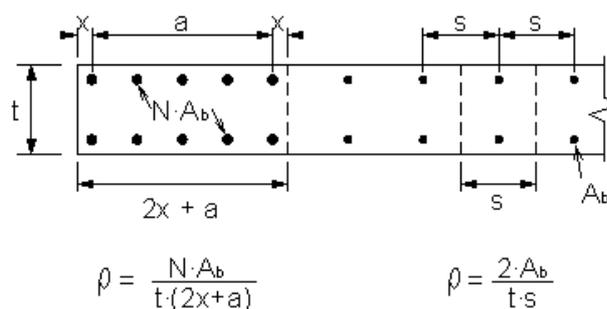
Artículo 313. CUANTÍA MÍNIMA. La cuantía de refuerzo vertical ρ_v referida al área bruta de hormigón, no debe ser menor que **0.0025**

Artículo 314. CUANTÍA MÁXIMA. La cuantía de refuerzo vertical ρ_v referida al área bruta de hormigón, no debe ser mayor que **0.06**.

Artículo 315. Cuando la cuantía ρ_v sea mayor que 0.01, el refuerzo vertical debe estar encerrado por estribos, según lo indicado para las columnas en el Artículo 273, Artículo 274, Artículo 275, Artículo 276, Artículo 277.

Artículo 316. El espaciamiento máximo del refuerzo debe ser tres veces el espesor del muro, pero no más de 30 cm.

FIGURA 36
CÁLCULO DE LA CUANTÍA EN MUROS



Artículo 317. En los extremos superior e inferior (en las zapatas) del muro, el refuerzo vertical se debe anclar con ganchos estándares según lo indicado en el Artículo 33b).

Artículo 318. Los solapes de las barras se deben hacer según lo indicado en el Título II, Capítulo II, Sección 2. Se permite empalmar el 100% de las barras verticales en cualquier sección, excepto en la unión del muro con los entrepisos.

SECCIÓN 2 REFUERZO HORIZONTAL

Artículo 319. CUANTÍA MÍNIMA. La cuantía de refuerzo horizontal ρ_h referida al área bruta de hormigón, no debe ser menor que **0.0025**.

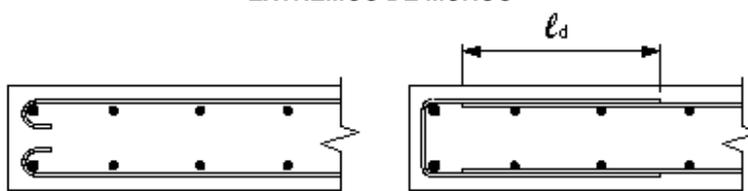
Artículo 320. El espaciamiento máximo del refuerzo debe ser tres veces el espesor del muro, pero no más de 30 cm.

Artículo 321. El refuerzo horizontal de los muros que tengan elementos de borde, se debe anclar dentro del núcleo confinado del elemento de borde, de tal manera que sea capaz de resistir el f_y del refuerzo transversal. No debe haber solapes del refuerzo horizontal dentro de los elementos de borde.

Artículo 322. Los solapes de las barras se deben hacer según lo indicado en el Título II, Capítulo II, Sección 2. Se permite empalmar el 100% de las barras horizontales en cualquier sección, excepto en la intersección de dos muros.

Artículo 323. Las barras de refuerzo transversal que terminan en los extremos de los muros deben tener ganchos estándares que abracen el acero longitudinal de la esquina o el refuerzo vertical en el extremo debe estar abrazado por estribos en forma de U, de barras del mismo diámetro y espaciamiento del refuerzo horizontal del muro, y empalmado con éste (Véase Fig. 37).

FIGURA 37
EXTREMOS DE MUROS



Artículo 324. Además del refuerzo mínimo requerido por el Artículo 313 y Artículo 319, se deben colocar al menos dos barras $\varnothing 3/4"$ (No. 6) en todos los extremos de los muros, y alrededor de los huecos para ventanas y puertas, en dirección paralela a los lados del hueco o en forma diagonal. Esas barras se deben anclar, según lo indicado en Artículo 33a.

CAPÍTULO VIII VIGAS DE ACOPLAMIENTO

Artículo 325. Las vigas de acoplamiento son vigas de gran peralte, cuyas solicitaciones principales son fuerza cortante y momento flexor, que se usan para conectar muros, con el fin de aportar rigidez y disipación de energía a la estructura. Deben cumplir los siguientes requisitos:

- a) Las vigas de acoplamiento con $l_r/h \geq 4$ se deben diseñar de acuerdo con los requisitos del Título V, Vigas.
- b) Las vigas de acoplamiento con $l_r/h < 4$ se pueden reforzar utilizando dos grupos de barras que se interceptan en diagonal, simétricas respecto al centro del vano.
- c) Las vigas de acoplamiento con $l_r/h < 2$, y con la fuerza cortante debida a las cargas factorizadas V_u , mayor que $1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot h$, deben ser reforzadas utilizando dos grupos de barras que se interceptan en diagonal, simétricas respecto al centro del vano, a menos que se pueda demostrar que la pérdida de rigidez y resistencia de las vigas de acoplamiento no perjudican la capacidad de resistir cargas verticales de la estructura, la evacuación de la edificación o la integridad de los componentes no estructurales y sus conexiones a la estructura.
- d) Las vigas de acoplamiento reforzadas con dos grupos de barras que se interceptan en diagonal, simétricas respecto al centro del vano, deben cumplir los siguientes requerimientos:
 - i) Cada grupo de refuerzo en diagonal debe consistir en un mínimo de cuatro barras ensambladas en un núcleo cuyas dimensiones medidas al exterior del refuerzo transversal deben ser no menores que $b_w/2$ en sentido perpendicular al plano de la

viga, y no menores que $b_w/5$ en el plano de la viga, perpendicular a las barras diagonales.

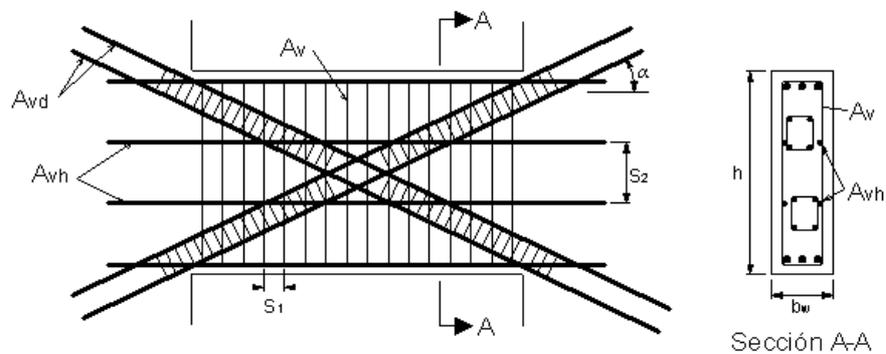
- ii) Se debe demostrar que la fuerza cortante debida a las cargas factorizadas V_u es menor o igual que $\phi \cdot V_n$, con $\phi = 0.85$. La fuerza cortante nominal de rotura de la sección V_n se debe calcular con:

$$V_n = 2 \cdot A_{vd} \cdot f_y \cdot \sin(\alpha) \leq 2.65 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot h \quad (146)$$

Donde: A_{vd} = Área total de refuerzo en cada grupo de barras diagonales [cm²]
 α = Ángulo entre el refuerzo diagonal y el eje longitudinal de la viga de acoplamiento
 b_w = Ancho de la viga [cm]
 h = Altura de la viga [cm]

- iii) Cada grupo de barras diagonales debe estar encerrado por un refuerzo transversal que cumpla con los requisitos del Artículo 272g) y Artículo 276. El valor de A_g en las ecuaciones (122) y (124) se debe obtener asumiendo que el recubrimiento según el Título II, Capítulo III, está por fuera de los estribos en los cuatro lados del grupo de barras diagonales.
- iv) Las barras diagonales se deben anclar en los muros según el Título II, Capítulo II, Sección 1.

**FIGURA 38
VIGA DE ACOPLAMIENTO**



- v) El refuerzo en diagonal se puede incluir en el cálculo de la resistencia nominal a la flexión M_n de la viga de acoplamiento.
- vi) Se debe colocar refuerzo paralelo y transversal al eje longitudinal, que cumpla los siguientes requisitos:
1. El área de refuerzo de corte perpendicular al eje del elemento A_v , no debe ser menor que $0.0025 \cdot b_w \cdot s_1$, y s_1 no debe ser mayor que $d/5$ o 30 cm.
 2. El área de refuerzo de corte paralelo al eje del elemento A_{vh} , no debe ser menor que $0.0015 \cdot b_w \cdot s_2$, y s_2 no debe ser mayor que $d/5$ o 30 cm.

TÍTULO IX ZAPATAS

CAPÍTULO I CONSIDERACIONES GENERALES

Artículo 326. El alcance de este Reglamento es exclusivamente para el caso de fundaciones superficiales directas. En el caso de que sea necesario fundar sobre pilotes u otro tipo de cimentaciones profundas, el análisis y diseño se deberán hacer según los códigos, guías, reglamentos y especificaciones más recientes del Instituto Americano del Hormigón – (ACI) (American Concrete Institute).

Artículo 327. Se debe demostrar que la zapata es capaz de transferir al suelo las combinaciones de cargas verticales y laterales más desfavorables, dentro de los límites de los esfuerzos admisibles del terreno de fundación.

Artículo 328. Las combinaciones de cargas de servicio para la verificación de los esfuerzos sobre el terreno se deben hacer usando los factores y combinaciones indicados en el Título III, Capítulo III.

Artículo 329. El cálculo de los esfuerzos en el terreno para verificación de los esfuerzos admisibles, se debe hacer incluyendo las cargas debidas al peso propio de la fundación, el peso del material de relleno y cualquier otra carga viva o muerta que actúe sobre el área de la fundación.

Artículo 330. Para el diseño de hormigón armado se deben usar los factores y combinaciones indicados en el Título III, Capítulo II.

Artículo 331. Los esfuerzos en el terreno para el cálculo de las fuerzas interiores M_u y V_u para diseño, deben ser debidos a las cargas factorizadas, sin incluir ni el peso propio de la zapata ni las cargas que actúen directamente sobre ella, excepto cuando se presenta el caso indicado en el Artículo 342.

Artículo 332. Los cimientos se diseñarán de tal modo que cualquier asentamiento que se pueda producir sea lo más uniforme posible para la estructura, especialmente por lo que se refiere a las acciones horizontales.

Artículo 333. Las zapatas deberán descansar, en todos los casos, sobre superficies horizontales.

CAPÍTULO II ESFUERZOS EN EL TERRENO

Artículo 334. El esfuerzo admisible del terreno q_a se debe determinar aplicando los principios de la mecánica de suelos y de acuerdo con los requisitos del “Reglamento de Geotecnia”, de manera que no se sobrepase la capacidad de soporte del terreno de fundación, y los asentamientos totales y diferenciales esperados estén dentro de lo admisible.

Artículo 335. En las combinaciones de cargas que incluyan los efectos de cargas de muy corta duración, como viento o sismo, se permite aumentar en 1/3 el esfuerzo admisible del terreno q_a .

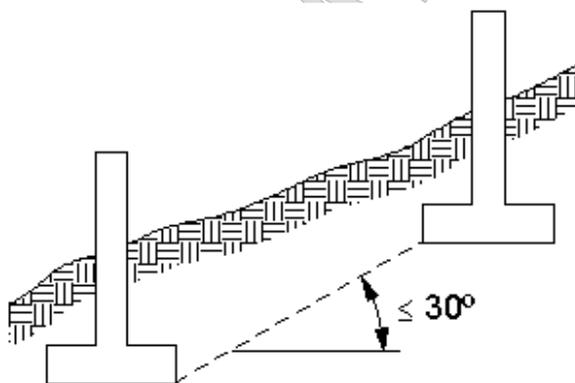
Artículo 336. Para el cálculo de los esfuerzos en el terreno, se puede suponer que la zapata es infinitamente rígida y el suelo es perfectamente elástico, lo que produce una distribución lineal de esfuerzos en el terreno.

CAPÍTULO III ZAPATAS AISLADAS PARA COLUMNAS

Artículo 337. DIMENSIONES MÍNIMAS. No se deben sobrepasar los límites definidos a continuación:

- a) **Profundidad mínima:** La profundidad del nivel de fundación de una zapata no debe ser menor de 30 cm por debajo del nivel superior del estrato de terreno con la capacidad de soporte para la que se está diseñando, a menos que el reporte de mecánica de suelos indique otro valor.
- b) **Área mínima:** La mínima dimensión de la zapata en planta debe ser 1.00 m.
- c) **Espesor mínimo:** El espesor total de una zapata aislada no debe ser menor de 30 cm. El recubrimiento mínimo de la camada inferior debe ser 7.5 cm. (Ver el Artículo 39).
- d) En zapatas que soportan columnas sometidas a fuerza axial y flexión, la zapata debe tener el espesor suficiente para anclar las armaduras traccionadas de la columna con un gancho estándar de 90°, según se indica en el Artículo 33b.
- e) En zapatas aisladas sobre suelos granulares, la línea que une los bordes inferiores de zapatas adyacentes no debe formar un ángulo de más de 30° con la horizontal, a menos que el reporte de mecánica de suelos indique otro valor (Véase Fig. 39).

**FIGURA 39
ZAPATAS EN PENDIENTE**



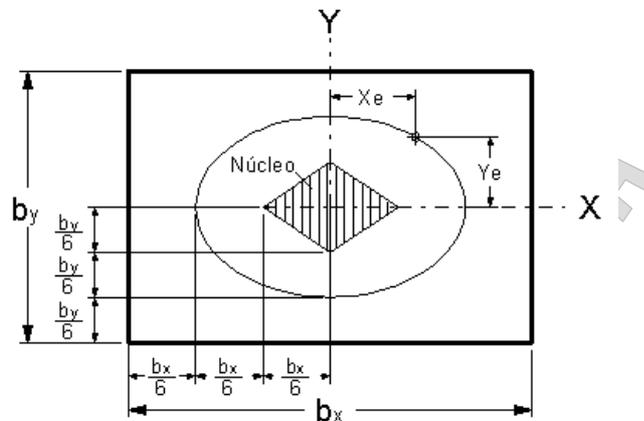
- f) **Zapatas para columnas circulares:** Para la ubicación de las secciones críticas para el cálculo de los momentos y fuerzas cortantes para el diseño, las columnas de sección circular se pueden tratar como columnas cuadradas con la misma área transversal.

Artículo 338. CONDICIONES DE ESTABILIDAD. En los casos de carga que involucren solamente cargas permanentes (peso propio), la resultante de todas las cargas (sin factorizar) debe caer dentro del núcleo del área de la zapata; o sea, que toda el área de la zapata debe estar comprimida.

Artículo 339. En los casos de carga que involucren cargas no permanentes (viva, viento o sismo), la resultante de todas las cargas (sin factorizar) puede caer fuera del núcleo del área de la zapata, siempre y cuando por lo menos el 50% del área de la zapata esté comprimida. En zapatas rectangulares la resultante debe caer dentro del área delimitada por la Ec. 147. (Véase Fig. 40)

$$\left(\frac{X_e}{b_x}\right)^2 + \left(\frac{Y_e}{b_y}\right)^2 = \frac{1}{9} \quad (147)$$

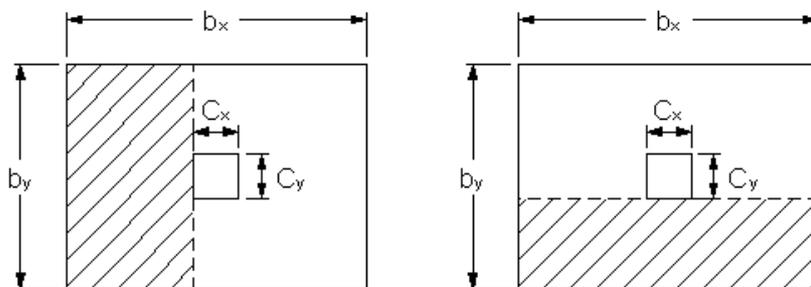
FIGURA 40
ÁREA DE LA ZAPATA DONDE DEBE CAER LA RESULTANTE PARA CARGAS NO PERMANENTES



SECCIÓN 1
DISEÑO DE ARMADURAS DE FLEXIÓN

Artículo 340. SECCIÓN CRÍTICA. La sección crítica para el cálculo de los momentos para el diseño de las armaduras de flexión es en la cara de la columna o pedestal. (Véase Fig. 41). En zapatas que soporten columnas metálicas con una placa metálica en el extremo, la sección crítica pasa por el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa.

FIGURA 41
SECCIÓN CRÍTICA PARA MOMENTOS



Artículo 341. El momento positivo para el diseño de las armaduras de flexión en cada dirección debe ser el momento con respecto a la sección crítica, de la resultante de los esfuerzos actuando en el área sombreada.

Artículo 342. Cuando el eje neutro cae dentro del área de contacto de la zapata con el terreno, se debe diseñar una armadura superior en ambas direcciones para resistir el momento negativo debido al peso propio de la zapata y todas las cargas que actúen sobre ella, como si la zapata estuviera en voladizo, empotrada en el plano de la sección crítica para momentos.

Artículo 343. El cálculo de las armaduras se debe hacer para cada dirección con su altura útil correspondiente, según lo indicado en el Artículo 103 o Artículo 104.

Artículo 344. CUANTÍA MÍNIMA. La cuantía del refuerzo principal en cada dirección referida al área bruta de la sección ($\rho_t = A_{st} / b \cdot h$) debe ser mayor o igual a la requerida por retracción y temperatura, según el Artículo 207.

Artículo 345. CUANTÍA MÁXIMA. La cuantía de la armadura traccionada, $\rho = A_s / (b \cdot d)$ debe cumplir con lo especificado en el Artículo 105, y no debe ser mayor que los valores de ρ_{max} dados en la Tabla 6. Si se requiere por el diseño de una cuantía mayor que la máxima, se deberá aumentar el espesor de la zapata.

Artículo 346. Todas las barras de refuerzo, tanto de la camada inferior como de la superior si la hubiere, deben terminar con ganchos estándares de 90°, como se indica en el Artículo 32b.

Artículo 347. En zapatas cuadradas, el refuerzo se debe distribuir uniformemente en el ancho total de la zapata en cada dirección.

Artículo 348. En zapatas rectangulares, el refuerzo se debe distribuir como sigue:

- a) El refuerzo en la dirección larga se debe distribuir en el ancho total de la zapata.
- b) Para el refuerzo en la dirección corta, una porción del refuerzo total A_{stot} , dada por la Ec. 148, se debe distribuir uniformemente en una franja centrada sobre el eje de la columna o pedestal, de un ancho igual a la longitud del lado corto de la zapata. El resto del refuerzo requerido en la dirección corta, se debe distribuir uniformemente en las zonas por fuera de la franja central.

$$A_{sfc} = \frac{2}{\beta_z + 1} \cdot A_{stot} \quad (148)$$

Donde A_{sfc} = Armadura de la franja central
 A_{stot} = Armadura total en la dirección corta
 β_z = Relación de lado largo a lado corto de la zapata

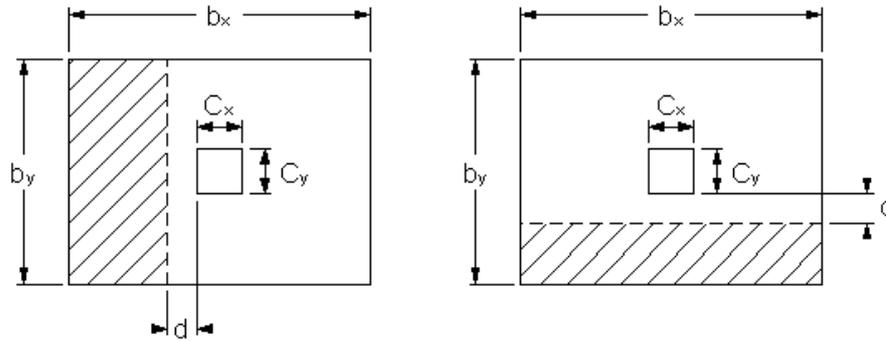
Artículo 349. SEPARACIÓN MÁXIMA. La separación de las barras de refuerzo no debe ser mayor que 30 cm.

SECCIÓN 2 VERIFICACIÓN AL CORTE COMO VIGA

Artículo 350. SECCIÓN CRÍTICA. La sección crítica para el cálculo de la fuerza cortante es a una distancia d , de la cara de la columna o pedestal. (Véase Fig. 42)

Artículo 351. La fuerza cortante V_u en cada dirección debe ser el resultante de los esfuerzos actuado en el área sombreada. (Véase Fig. 42)

FIGURA 42
SECCIÓN CRÍTICA PARA CORTANTE COMO VIGA



Artículo 352. La fuerza cortante V_u debe ser menor que la fuerza cortante que puede resistir el hormigón $\emptyset \cdot V_c$, donde $\emptyset = 0.75$ y

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (149)$$

Donde: f'_c = Esfuerzo nominal de rotura del hormigón [kg/cm²]
 b = Dimensión b_x o b_y de la zapata según el caso analizado [cm]
 d = Altura útil correspondiente al caso analizado [cm]

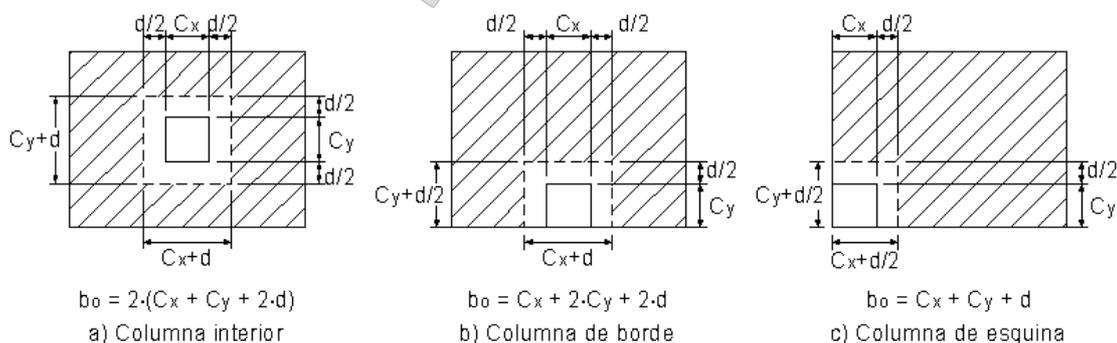
Si se tiene que $V_u > \emptyset \cdot V_c$ se debe aumentar el espesor de la zapata.

SECCIÓN 3
VERIFICACIÓN AL CORTE COMO LOSA (PUNZONADO)

Artículo 353. SECCIÓN CRÍTICA. La sección crítica para el cálculo de la fuerza cortante es un cuadrado o rectángulo a una distancia $d/2$ de las caras de la columna o pedestal. (Véase Fig. 43)

Artículo 354. La fuerza cortante V_u debe ser la resultante de los esfuerzos actuando en el área sombreada, por fuera de la sección crítica. (Véase Fig. 43)

FIGURA 43
SECCIÓN CRÍTICA PARA CORTANTE COMO LOSA (PUNZONADO)



Artículo 355. La fuerza cortante V_u debe ser menor que la fuerza cortante que puede resistir el hormigón $\emptyset \cdot V_c$, donde $\emptyset = 0.75$ y V_c debe ser el menor de los valores obtenidos con las ecuaciones (a), (b) o (c).

$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.06}{\beta_c} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d_p \quad (150)$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d_p}{b_o} + 0.53 \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d_p \quad (151)$$

$$V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d_p \quad (152)$$

Donde: f'_c = Esfuerzo nominal de rotura del hormigón [kg/cm²]
 b_o = Longitud del perímetro de la sección crítica (Véase Fig. 43) [cm]
 d_p = Altura útil promedio de las dos direcciones [cm]
 β_c = Relación de la dimensión máxima sobre la dimensión mínima de la columna
 α_s = 10.6 para columnas interiores, 8.0 para columnas de borde y 5.3 para columnas de esquina.

Si se tiene que $V_u > \emptyset \cdot V_c$ se debe aumentar el espesor de la zapata.

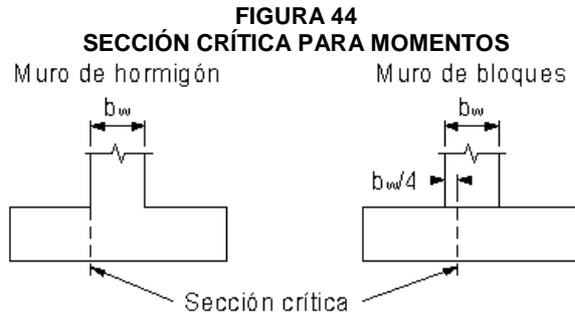
CAPÍTULO IV ZAPATAS PARA MUROS

Artículo 356. DIMENSIONES MÍNIMAS. No se deben sobrepasar los límites definidos a continuación:

- a) **Profundidad mínima:** La profundidad del nivel de fundación de una zapata no debe ser menor de 25 cm por debajo del nivel superior del estrato de terreno con la capacidad de soporte para la que se está diseñando, a menos que el reporte de mecánica de suelos indique otro valor.
- b) El ancho de la zapata no debe ser menor que tres veces el espesor del muro que está soportando.
- c) El espesor total de la zapata no debe ser menor de 25 cm. El recubrimiento mínimo de la camada inferior debe ser 7.5 cm (Ver el Artículo 39).
- d) En zapatas de muros sometidos a flexión en su plano, la zapata debe tener el espesor suficiente para anclar las armaduras traccionadas en los extremos del muro, con un gancho estándar de 90° según se indica en el Artículo 33b.

SECCIÓN 1 DISEÑO DE ARMADURAS DE FLEXIÓN

Artículo 357. SECCIÓN CRÍTICA. La sección crítica para el cálculo de los momentos para el diseño de las armaduras de flexión es en la cara del muro, si es un muro de hormigón, o en la mitad de la distancia entre el centro y la cara del muro, si es un muro de bloques. (Véase Fig. 44)

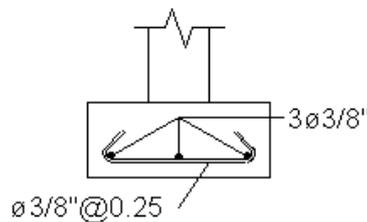


Artículo 358. El momento positivo para el diseño de las armaduras de flexión debe ser el momento con respecto a la sección crítica, de la resultante de los esfuerzos actuando desde la sección crítica hasta el borde exterior próximo de la zapata, en la longitud de 1 m.

Artículo 359. En zapatas de muros sometidos a flexión en su plano, donde el eje neutro esté dentro del área de la zapata, se debe disponer una armadura superior en ambas direcciones, de la misma cantidad y espaciado que la armadura inferior.

Artículo 360. CUANTÍA MÍNIMA. La cuantía del refuerzo principal en cada dirección referida al área bruta de la sección ($\rho_t = A_{st} / b \cdot h$) debe ser mayor o igual a la requerida por retracción y temperatura, según el Artículo 207. En ningún caso, se dispondrá una armadura menor que la indicada en la Fig. 45

FIGURA 45
ARMADURA MÍNIMA DE ZAPATAS DE MUROS



Artículo 361. CUANTÍA MÁXIMA. La cuantía de la armadura traccionada, $\rho = A_s / (b \cdot d)$ debe cumplir con lo especificado en el Artículo 105, y no debe ser mayor que los valores de ρ_{max} dados en la Tabla 6. Si se requiere por el diseño de una cuantía mayor que la máxima, se deberá aumentar el espesor de la zapata.

Artículo 362. Todas las barras de refuerzo, tanto de la camada inferior como de la superior si la hubiere, deben terminar con ganchos estándares, como se indica en el Artículo 32.

SECCIÓN 2
VERIFICACIÓN AL CORTE COMO VIGA

Artículo 363. SECCIÓN CRÍTICA. La sección crítica para el cálculo de la fuerza cortante en zapatas de muros es en la cara del muro.

Artículo 364. La fuerza cortante V_u debe ser la resultante de los esfuerzos actuando desde la sección crítica hasta el borde exterior próximo de la zapata, en la longitud de 1 m.

Artículo 365. La fuerza cortante V_u debe ser menor que la fuerza cortante que puede resistir el hormigón $\phi \cdot V_c$, donde $\phi = 0.75$ y

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot d \cdot 100 \quad (153)$$

Donde: f'_c = Esfuerzo nominal de rotura del hormigón [kg/cm²]
d = Altura útil [cm]

Si se tiene que $V_u > \phi \cdot V_c$ se debe aumentar el espesor de la zapata

CAPÍTULO V ZAPATAS COMBINADAS Y LOSAS DE FUNDACIÓN (PLATEAS)

Artículo 366. Las zapatas que soportan más de una columna, pedestal o muro (zapatas combinadas o losas de fundación), se deben dimensionar para resistir las cargas factorizadas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados establecidos en este Reglamento.

Artículo 367. El método de análisis de losas del Título 6, de este Reglamento, puede ser utilizado en el diseño de zapatas combinadas y plateas, si se cumplen las limitaciones indicadas en él, y teniendo presente que las cargas verticales sobre las losas van a actuar hacia arriba, por lo que la posición de las armaduras será invertida.

Artículo 368. La distribución de esfuerzos del suelo bajo zapatas combinadas y losas de fundación debe ser consistente con las propiedades del suelo y de la estructura, con los principios establecidos de la mecánica de suelos, y con los requisitos del Reglamento de Geotecnia.

Artículo 369. Las vigas de las losas de fundación que llegan a elementos del sistema de resistencia sísmica de la estructura, deben cumplir los mismos requisitos que se exigen para vigas del sistema de resistencia sísmica.

CAPÍTULO VI VIGAS DE ARROSTRAMIENTO

Artículo 370. Las vigas de arrostramiento tienen las siguientes funciones:

- a) Hacer el asentamiento del edificio más uniforme, al permitir la redistribución de las cargas en las zapatas, reduciendo la posibilidad de ocurrencia de asentamientos diferenciales.
- b) Servir de unión entre zapatas combinadas, distribuyendo los momentos debidos a zapatas excéntricas, o momentos transmitidos por las columnas o muros a las zapatas
- c) **Sísmico:** Formar un diafragma al nivel de fundación que impida los movimientos diferenciales horizontales entre las columnas y muros.

Artículo 371. Todos los elementos de cimentación, tales como: zapatas, dados de pilotes, pilas, cajones de fundación, etc., se deben amarrar por medio de vigas de arrostramiento (función tipo "c").

Artículo 372. CARGAS. Las solicitaciones, dimensiones y refuerzo de las vigas de arrostramiento dependen de su función principal, con previsiones para las otras funciones secundarias, si las hubiere. Se deben siempre respetar las recomendaciones del informe geotécnico.

Artículo 373. ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES. Para reducir los asentamientos diferenciales, las vigas de arrostramiento deberán tener suficiente rigidez y resistencia. Se deberán diseñar para las fuerzas y momentos que se obtengan de un análisis que tome en consideración las rigideces relativas de las zapatas y el suelo de fundación. Alternativamente, se podrán diseñar para resistir las siguientes fuerzas y momentos:

$$M_u = \frac{P_u \cdot \ell}{160} \quad (154)$$

$$V_u = \frac{P_u}{80} \quad (155)$$

Donde P_u = Carga vertical factorizada del elemento más cargado de los dos interconectados [kg]
 ℓ = Distancia centro a centro entre los elementos interconectados [cm]

Artículo 374. SÍSMICO. La viga de arrostramiento debe actuar como un tensor entre las columnas y muros vecinos. Debe ser capaz de resistir, en tracción y compresión, la siguiente fuerza axial P_{ur} :

$$P_{ur} = 0.25 \cdot A_a \cdot P_u \quad (156)$$

Donde P_u = Carga vertical factorizada del elemento más cargado de los dos interconectados [kg]
 A_a = Aceleración sísmica horizontal del terreno (fracción de g)

Artículo 375. El diseño se debe hacer según lo indicado en los Capítulos II, VI del TÍTULO V y Capítulo II, TÍTULO VII.

Artículo 376. Dimensiones Mínimas. Las dimensiones de las vigas de arrostramiento se deben establecer en función de las sollicitaciones que las afecten, pero su dimensión menor debe ser mayor o igual a $\ell/20$, sin necesidad de exceder 50 cm.

Artículo 377. DETALLES DEL REFUERZO.

- a) **REFUERZO LONGITUDINAL.** Las vigas de arrostramiento que enlacen dados o zapatas deben tener refuerzo longitudinal continuo, el cual se debe anclar con ganchos estándar, según el Artículo 32, en el extremo de la columna o muro exterior del vano final.
- b) **REFUERZO TRANSVERSAL.** Se deben cumplir los requerimientos establecidos en el Artículo 138.

TÍTULO X CONSTRUCCIÓN

CAPÍTULO I ENCOFRADOS Y MOLDES

Artículo 378. Los encofrados y moldes; así como, las uniones de sus distintos elementos, poseerán una resistencia y rigidez suficientes para garantizar el cumplimiento de las tolerancias dimensionales y para resistir, sin asentamientos ni deformaciones perjudiciales, las acciones de cualquier naturaleza que se puedan producir sobre ellos, como consecuencia del proceso de hormigonado y, especialmente, bajo las presiones del hormigón fresco o los efectos del método de compactación utilizado. Dichas condiciones se

deberán mantener hasta que el hormigón haya adquirido la resistencia suficiente para soportar, con un margen de seguridad adecuado, los esfuerzos a que será sometido durante el desencofrado, desmoldeado o descimbrado. Estos elementos se dispondrán de manera que se eviten daños en estructuras ya construidas.

Artículo 379. Se deberán seguir las recomendaciones de los fabricantes de los puntales y moldes sobre las formas de uso y cargas máximas.

Artículo 380. Se prohíbe expresamente el empleo de aluminio en moldes que hayan de estar en contacto con el hormigón.

Artículo 381. Los encofrados y moldes serán lo suficientemente estancos para que, en función del modo de compactación previsto, se impidan pérdidas apreciables de lechada o mortero y se consigan superficies cerradas del hormigón.

Artículo 382. Los encofrados y moldes de madera se humedecerán para evitar que absorban el agua contenida en el hormigón.

Artículo 383. Las superficies interiores de los encofrados y moldes aparecerán limpias en el momento del hormigonado, y presentarán las condiciones necesarias para garantizar la libre retracción del hormigón y evitar así la aparición de fisuras en las superficies de las piezas.

Artículo 384. El empleo de productos para facilitar el desencofrado de las piezas deberá ser expresamente autorizado, en cada caso, por el Supervisor Técnico. Dichos productos no deberán dejar rastros ni tener efectos dañinos sobre la superficie del hormigón, ni deslizar por las superficies verticales o inclinadas de los moldes o encofrados. Por otra parte, no deberán impedir la ulterior aplicación de revestimientos ni la posible construcción de juntas de hormigonado, especialmente, cuando se trate de elementos que, posteriormente, vayan a ser unidos entre sí para trabajar solidariamente.

Artículo 385. Los productos desencofrantes o desmoldeantes a utilizar se aplicarán en capas continuas y uniformes sobre la superficie interna del encofrado o molde, deberá ser colocado el hormigón durante el tiempo en que estos productos sean efectivos.

CAPÍTULO II ELABORACIÓN Y COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS

Artículo 386. GENERALIDADES. Las armaduras se colocarán exentas de pintura, grasa o cualquier otra sustancia nociva que pueda afectar negativamente al acero, al hormigón o a la adherencia entre ambos. Se dispondrán de acuerdo con las indicaciones del proyecto, sujetas entre sí de manera que no varíe su posición especificada durante el transporte, montaje y hormigonado, y permitan al hormigón envolverlas sin dejar cucarachas.

Artículo 387. En el caso de que la armadura presente un nivel de oxidación excesivo que pueda afectar a sus condiciones de adherencia, se comprobará que éstas no se han visto significativamente alteradas. Para ello, se procederá a su cepillado mediante cepillo de alambre y se comprobará que la pérdida de peso de la armadura no excede del 1%, y que la altura del corrugado, en el caso de acero corrugado, se encuentra dentro de los límites prescritos en el Artículo 26.

Artículo 388. Las armaduras se asegurarán en el interior de los encofrados o moldes contra todo tipo de desplazamiento, deberá ser comprobada su posición antes de proceder al hormigonado.

Artículo 389. Se autoriza el uso de la técnica de soldadura para la preparación de las armaduras, siempre que la operación se realice de acuerdo con los procedimientos establecidos en la norma "Código de Soldadura Estructural – Acero de Refuerzo" (Structural Welding Code – Reinforcing Steel) AWS D1.4-92, y se ejecute por soldadores debidamente cualificados.

Artículo 390. Los estribos de columnas o estribos de las vigas se sujetarán a las barras principales mediante simple atado u otro procedimiento idóneo; está prohibida expresamente la fijación mediante puntos de soldadura una vez situada la armadura en los moldes o encofrados.

Artículo 391. Se debe evitar el empleo simultáneo de aceros con diferente límite elástico. No obstante, cuando no exista peligro de confusión, se podrán utilizar en un mismo elemento dos tipos diferentes de acero para las armaduras: uno para la armadura principal con barras $\varnothing 3/4"$ (No. 6) y $\varnothing 1"$ (No. 8) y otro para los estribos con barras $\varnothing 3/8"$ (No. 3) y $\varnothing 1/2"$ (No. 4).

Artículo 392. SEPARADORES. Los recubrimientos mínimos indicados en el Título II, Capítulo III y las separaciones entre las barras de refuerzo se deberán garantizar mediante la disposición de los correspondientes elementos separadores, colocados en obra de acuerdo con las prescripciones de la Tabla 8.

**TABLA 8
DISPOSICIÓN DE SEPARADORES**

Elemento	Distancia máxima	
Elementos superficiales horizontales (losas, zapatas y losas de cimentación, etc.)	Emparrillado inferior	$50 \cdot d_b \leq 100 \text{ cm}$
	Emparrillado superior	$50 \cdot d_b \leq 50 \text{ cm}$
Muros	Cada emparrillado	$50 \cdot d_b$ o 50 cm
	Separación entre emparrillados	100 cm
Vigas ¹⁾	100 cm	
Soportes ¹⁾	$100 \cdot d_b \leq 200 \text{ cm}$	

¹⁾ Se dispondrán, al menos, tres planos de separadores por vano, en el caso de las vigas, y por tramo, en el caso de los soportes, acoplados a los estribos.

d_b d_b) Diámetro de la armadura a la que se acople el separador.

Artículo 393. Estos calzos o separadores deberán estar constituidos por materiales resistentes a la alcalinidad del hormigón, y no inducir corrosión de las armaduras. Deben ser al menos tan impermeables al agua como el hormigón, y ser resistentes a los ataques químicos a que éste se puede ver sometido.

Artículo 394. Independientemente de que sean provisionales o definitivos, deberán ser de hormigón, mortero, plástico rígido o material similar y haber sido específicamente diseñados para este fin.

Artículo 395. Cuando se utilicen separadores constituidos con material que no contenga cemento, aquellos deberán, para asegurar su buen enlace con el hormigón de la pieza, presentar orificios cuya sección total sea al menos equivalente al 25% de la superficie total del separador.

Artículo 396. Se prohíbe el empleo de madera; así como, el de cualquier material residual de construcción, aunque sea ladrillo u hormigón. En el caso de que puedan quedar vistos, se prohíbe asimismo el empleo de materiales metálicos.

Artículo 397. DOBLADO DE LAS ARMADURAS. Las armaduras pasivas se doblarán de acuerdo a los planos e instrucciones del proyecto. En general, esta operación se realizará en frío, mediante métodos mecánicos, con velocidad constante, y con la ayuda de mandriles, de modo que la curvatura sea

constante en toda la zona. El diámetro mínimo de doblado de una barra debe ser el indicado en el Artículo 31.

Artículo 398. Si fuera imprescindible realizar desdoblados en obra, como, por ejemplo, en el caso de algunas armaduras en espera, éstos se realizarán de acuerdo con procesos o criterios de ejecución que aseguren que no se produzcan fisuras o fracturas en las mismas. En caso contrario, se procederá a la sustitución de los elementos dañados. Si la operación de desdoblado fuera realizada en caliente, deberán ser adoptadas las medidas adecuadas para no dañar el hormigón con las altas temperaturas.

Artículo 399. Se prohíbe el “jinqueteado” de las barras longitudinales de las vigas y columnas.

Artículo 400. DISTANCIAS ENTRE BARRAS DE ARMADURAS. La disposición de las armaduras pasivas debe ser tal que permita un correcto hormigonado de la pieza, de manera que todas las barras o grupos de barras queden perfectamente envueltos por el hormigón; tendrá en cuenta, en su caso, las limitaciones que pueda imponer el empleo de vibradores internos.

Artículo 401. Cuando las barras se coloquen en capas horizontales separadas, las barras de cada capa se deberán situar verticalmente una sobre otra, de manera que el espacio entre las columnas de barras resultantes permita el paso de un vibrador interno.

Artículo 402. BARRAS AISLADAS. La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas, salvo lo indicado en el Artículo 403, será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes:

- a) Dos centímetros
- b) El diámetro de la mayor
- c) 1.25 veces el tamaño máximo del agregado (ver el Artículo 21)

Artículo 403. GRUPOS DE BARRAS. Se llama grupos de barras a dos o más barras corrugadas puestas en contacto, que cumplan con los requisitos del Título II, Capítulo IV.

Artículo 404. En los grupos de barras, para determinar las magnitudes de los recubrimientos y las distancias libres a las armaduras vecinas, se considerará como diámetro de cada grupo el de la sección circular de área equivalente a la suma de las áreas de las barras que lo constituyan. Los recubrimientos y distancias libres se medirán a partir del contorno real del grupo.

Artículo 405. ANCLAJE DE LAS ARMADURAS. Los anclajes extremos de las barras se deberán hacer por los procedimientos normalizados indicados en el Título II, Capítulo II, Sección 1, o por cualquier otro procedimiento mecánico, garantizado mediante ensayos, que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón sin peligro para éste.

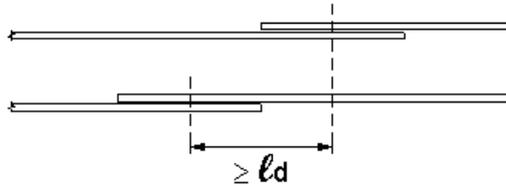
Artículo 406. EMPALME DE LAS ARMADURAS. Los empalmes entre barras se deben diseñar de manera que la transmisión de fuerzas de una barra a la siguiente quede asegurada, sin que se produzcan descascaramientos o cualquier otro tipo de daño en el hormigón próximo a la zona de empalme, según lo especificado en el Título II, Capítulo II, Sección 2.

Artículo 407. No se dispondrán más que aquellos empalmes indicados en los planos y los que autorice el Supervisor Técnico. Se procurará que los empalmes queden alejados de las zonas en las que la armadura trabaje a su máxima carga. En columnas, sólo se permite hacer empalmes en la mitad central de la longitud del elemento.

Artículo 408. Los empalmes se podrán realizar por solape o por soldadura. Se admiten también otros tipos de empalme, con tal de que los ensayos con ellos efectuados demuestren que esas uniones poseen permanentemente una resistencia a la rotura no inferior a la de la menor de las 2 barras empalmadas, y

que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0.1 mm, para cargas de servicio (situación poco probable).

FIGURA 46

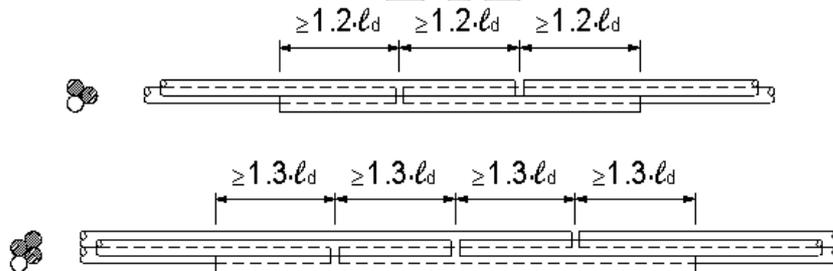


Artículo 409. Como norma general, los empalmes de las distintas barras de una pieza, se distanciarán unos de otros, de tal modo que sus centros queden separados, en la dirección de las armaduras, una longitud igual o mayor a l_d (Fig. 46).

Artículo 410. EMPALMES POR SOLAPE. Este tipo de empalmes se realizará colocando las barras una al lado de otra, dejando una separación entre ellas de $4 \cdot d_b$ como máximo. La longitud de solape l_d será la indicada en el Título II, Capítulo II, Sección 2.

Artículo 411. EMPALME POR SOLAPE DE GRUPOS DE BARRAS. Para el empalme por solape de un grupo de barras, se añadirá una barra suplementaria en toda la zona afectada por los empalmes de diámetro, igual al mayor de las que forman el grupo. Cada barra se colocará enfrentada a tope a aquélla que va a empalmar. La separación entre los distintos empalmes y la prolongación de la barra suplementaria será de $1.2 \cdot l_d$ o $1.3 \cdot l_d$, según sean grupos de dos o tres barras (Fig. 47). Se prohíbe el empalme por solape en los grupos de cuatro barras.

FIGURA 47



Artículo 412. EMPALMES POR SOLAPE DE MALLAS ELECTROSOLDADAS

- a) Se deberá cumplir con lo especificado en el Artículo 37.
- b) Se procurará situar los solapes en zonas donde las tensiones de la armadura no superen el 80% de las máximas posibles. La proporción de elementos que pueden ser solapados será del 100%, si se dispone una sola capa de mallas, y del 60%, si se disponen varias capas. En este caso, la distancia mínima entre solapes deberá ser de 50 cm.

Artículo 413. EMPALMES POR SOLDADURA

- a) Los empalmes por soldadura se deberán realizar de acuerdo con los procedimientos de soldadura descritos en la norma “Código de Soldadura Estructural – Acero de Refuerzo” (Structural Welding Code – Reinforcing Steel) AWS D1.4-92, y ser ejecutados por operarios debidamente cualificados.
- b) Las superficies a soldar se deberán encontrar secas y libres de todo material que pudiera afectar la calidad de la soldadura.
- c) Queda expresamente prohibida la soldadura de armaduras galvanizadas o con recubrimientos epóxicos.
- d) No se podrán disponer empalmes por soldadura en los tramos de fuerte curvatura del trazado de las armaduras.
- e) Las soldaduras a tope de barras de distinto diámetro se podrán realizar siempre que la diferencia entre diámetros sea inferior a 3 milímetros.
- f) No se podrán realizar soldaduras en períodos de intenso viento o cuando esté lloviendo, a menos que se adopten las debidas precauciones, tales como: la disposición de pantallas o cubiertas protectoras, y se proteja adecuadamente la soldadura para evitar un enfriamiento rápido.

Artículo 414. EMPALMES MECÁNICOS

- a) Los empalmes realizados mediante dispositivos mecánicos de unión se deberán realizar de acuerdo con los procedimientos establecidos por los fabricantes.
- b) Los dispositivos de empalme deberán tener, al menos, la misma capacidad resistente que la menor de las barras que se empalmen y no presentar un desplazamiento relativo mayor que 0.1 mm, bajo la tensión de servicio.
- c) Se admite concentrar la totalidad de estos empalmes en una misma sección siempre y cuando no afecte a la colocación del hormigón.

Artículo 415. TOLERANCIAS EN LA COLOCACIÓN DEL REFUERZO. El acero de refuerzo se debe colocar y apoyar cuidadosamente, de acuerdo con las medidas indicadas en los planos y las tolerancias que se indican en la Tabla 9; además, se debe asegurar adecuadamente para evitar que se mueva al colocar o vibrar el hormigón.

Artículo 416. La variación de la altura útil d o del recubrimiento en losas, vigas, muros y columnas no debe exceder las tolerancias que se dan en la Tabla 9.

**TABLA 9
TOLERANCIAS EN ALTURA ÚTIL Y RECUBRIMIENTO**

Altura útil d	Tolerancia en la altura útil d	Tolerancia en el recubrimiento
$d \leq 20$ cm	± 1 cm	- 1 cm
$d > 20$ cm	± 1.3 cm	- 1.3 cm

Artículo 417. Excepto que la tolerancia para la distancia libre al molde o encofrado del fondo debe ser – 0.6 cm, y la tolerancia para recubrimiento no debe exceder de -1/3 del recubrimiento mínimo requerido en los planos y especificaciones.

Artículo 418. La tolerancia en la localización de puntos de doblez y extremos de barras de refuerzo, debe ser ± 5 cm, excepto en los extremos de vigas, donde debe ser ± 1.3 cm.

CAPÍTULO III DOSIFICACIÓN DEL HORMIGÓN

Artículo 419. GENERALIDADES. El hormigón se debe dosificar con el fin de obtener una resistencia promedio a la compresión f'_{cr} que asegure una frecuencia de resultados de ensayos de compresión por debajo de f'_c dentro de límites aceptables. Los valores exigidos para f'_c se deben basar en ensayos a los 28 días, sobre pares de cilindros fabricados y probados, de acuerdo con lo establecido en el Artículo 456 a Artículo 459, La dosificación de los materiales se debe hacer para obtener:

- a) Manejabilidad y consistencia adecuadas para que el hormigón fluya fácilmente alrededor del refuerzo dentro de los moldes y encofrados, sin segregación ni exudación excesiva.
- b) Durabilidad cuando está sometido a condiciones especiales de exposición.
- c) Cumplimiento de los requisitos de los ensayos de resistencia indicados en el Artículo 460 a Artículo 464.

Artículo 420. REQUISITOS DE MANEJABILIDAD Y CONSISTENCIA. El hormigón se debe dosificar para que se obtengan los resultados de la prueba de “slump” o revenimiento de la Tabla 10. El ensayo de “slump” o revenimiento se debe hacer de acuerdo a ASTM C 143, “Método de Prueba Estándar para el Revenimiento de Hormigón de Cemento Hidráulico” (Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete).

**TABLA 10
REVENIMIENTOS (SLUMPS) PARA DIFERENTES TIPOS DE CONSTRUCCIÓN**

Elemento	Revenimiento (slump)	
	Máximo	Mínimo
Fundaciones	7.5 cm (3")	2.5 cm (1")
Vigas y muros	10 cm (4")	2.5 cm (1")
Columnas	10 cm (4")	2.5 cm (1")
Losas y pavimentos	7.5 cm (3")	2.5 cm (1")

Artículo 421. REQUISITOS DE DURABILIDAD PARA CONDICIONES ESPECIALES. Hormigones que van a estar expuestos a condiciones especiales deben cumplir los requisitos de valores mínimos de la relación agua-cemento y resistencia indicados en la Tabla 11. La relación agua-cemento se debe calcular dividiendo el peso total del agua entre el peso del cemento en un metro cúbico de hormigón.

**TABLA 11
REQUISITOS PARA CONDICIONES ESPECIALES**

Condición de exposición	Relación agua-cemento máxima por peso	Resistencia mínima f'_c [kg/cm ²]
Hormigón poco permeable	0.5	280
Hormigón expuesto a agua de mar o ambientes corrosivos	0.4	350

Artículo 422. REQUISITOS DE RESISTENCIA. Cuando no se dispone de datos estadísticos de resultados de resistencia con los agregados y cementos que se van a utilizar, el hormigón se debe dosificar para obtener una resistencia promedio f'_{cr} de 100 kg/cm² mayor que la resistencia nominal f'_c requerida.

Artículo 423. Para establecer la dosificación se deberá recurrir, en general, a ensayos previos en laboratorio, con objeto de conseguir que el hormigón resultante satisfaga las condiciones que se le exigen en el Artículo 420, Artículo 421 y la resistencia requerida. Para cada mezcla de prueba, al menos tres probetas cilíndricas se deben tomar y curar de acuerdo a ASTM C 192, "Práctica Estándar para la Fabricación y Curado en el Laboratorio de Especímenes de Prueba de Hormigón" (Standard Method of Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory) y probadas a los 28 días, según ASTM C 39, "Método de Prueba Estándar para la Resistencia a la Compresión de Especímenes Cilíndricos de Hormigón" (Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens).

**TABLA 12
PROPORCIONES APROXIMADAS PARA LA DOSIFICACIÓN DE HORMIGÓN**

Resistencia f'_c [kg/cm ²]	Proporciones por Volumen			
	Cemento ⁽¹⁾	Arena	Grava o gravilla	Agua ⁽²⁾
180	1	3	5	0.7
210	1	2	4	0.5

⁽¹⁾ 1 funda de cemento $\approx 1 \text{ pie}^3 \approx 0.0283 \text{ m}^3$
⁽²⁾ $1 \text{ pie}^3 = 28.32 \text{ litros} = 7.48 \text{ gal.}$

Estas proporciones son de prueba. El ajuste final dependerá de las calidades de agregados y sus condiciones de humedad, granulometría y tamaño máximo.

Artículo 424. La dosificación del hormigón se debe hacer por peso, excepto cuando el hormigón va a ser preparado en obra, donde se permite la dosificación por volumen.

Artículo 425. En los casos en que se pueda justificar documentalmente que, con los materiales, dosificación y proceso de ejecución previstos, es posible conseguir un hormigón que posea las condiciones anteriormente mencionadas y, en particular, la resistencia exigida, se podrá prescindir de los citados ensayos previos.

Artículo 426. Los planos estructurales, en cualquier proyecto, deben indicar claramente la resistencia nominal a la compresión f'_c del hormigón para la cual se diseñó cada parte de la estructura.

CAPÍTULO IV MEZCLADO DEL HORMIGÓN

Artículo 427. La duración del mezclado debe ser la necesaria para conseguir una mezcla íntima y homogénea de los distintos componentes; la mezcladora se debe descargar completamente antes de volverla a usar.

Artículo 428. HORMIGÓN PREMEZCLADO. Debe cumplir con las normas ASTM C 94, "Especificación para Hormigón Premezclado" (Specification for Ready-Mix Concrete).

Artículo 429. El tiempo transcurrido entre la adición de agua del amasado al cemento y a los áridos y la colocación del hormigón, no debe ser mayor de una hora, si no se usan aditivos retardantes, y hasta de tres horas, si se usan aditivos retardantes del tipo B o D, según la ASTM C 494, "Especificación Estándar para Aditivos Químicos para Hormigón" (Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete).

Este tiempo puede ser aumentado si se usan aditivos o medidas especiales que, sin perjudicar la calidad del hormigón, aumenten el tiempo de fraguado.

Artículo 430. Al llegar el hormigón a la obra, queda expresamente prohibida la adición al hormigón de cualquier cantidad de agua u otras sustancias que puedan alterar la composición original de la masa fresca. No obstante, si el revenimiento o “slump” es menor que el especificado, el suministrador podrá adicionar aditivo fluidificante para aumentarlo hasta alcanzar dicha consistencia. Para ello, el elemento de transporte (camión hormigonera) deberá estar equipado con el correspondiente equipo dosificador de aditivo y remezclar el hormigón hasta dispersar totalmente el aditivo añadido. El tiempo de remezclado será de al menos 1 min/m³, sin ser en ningún caso inferior a 5 minutos.

Artículo 431. HORMIGÓN MEZCLADO EN OBRA. Se permite el mezclado en obra de hormigones de una resistencia nominal f'c de hasta 280 kg/cm², a menos que se disponga en la obra de instalaciones que aseguren los procesos y controles de calidad necesarios para producir hormigones de más alta resistencia. Para la preparación del hormigón mezclado en obra, se debe observar lo siguiente:

- a) Los hormigones se deben preparar en mezcladora y ésta debe ser aprobada por el Supervisor Técnico.
- b) La mezcladora debe ser operada a la velocidad recomendada por el fabricante.
- c) Se deben calibrar con precisión $\pm 1\%$ los recipientes usados para medir los volúmenes de los diferentes componentes.
- d) El mezclado se debe continuar por lo menos durante un minuto y medio después de que todos los materiales estén en la mezcladora.
- e) El manejo de los materiales, su colocación en la mezcladora y el mezclado se deben hacer de acuerdo con los requisitos correspondientes de la norma ASTM C 94, “Especificación para Hormigón Premezclado” (Specification for Ready-Mix Concrete).
- f) Se debe mantener un registro detallado que permita identificar:
 1. El número de tandas de mezcla producidas.
 2. La dosificación de los materiales usados.
 3. Localización aproximada dentro de la estructura.
 4. Fecha y hora tanto del mezclado como de su colocación.

Artículo 432. HORMIGÓN MEZCLADO A MANO. En pequeñas obras, se permite el mezclado a mano de hormigones de una resistencia nominal f'c de hasta 210 kg/cm². El mezclado se debe hacer según se indica a continuación:

- a) La superficie donde se va a preparar la mezcla debe ser limpia, nivelada e impermeable, de manera que la mezcla no se contamine con materias extrañas ni se pierda el agua de mezclado ni la lechada de agua-cemento. Queda expresamente prohibido hacer mezclas de hormigón directamente sobre el terreno.
- b) Se deben calibrar con precisión de $\pm 5\%$, los recipientes usados para medir los volúmenes de los diferentes componentes.

- c) Primero se deben mezclar la arena y el cemento, sin adición de agua, hasta que estén completamente ligados.
- d) Luego se añade la gravilla o la grava, y se mezcla de nuevo hasta que quede uniformemente distribuida.
- e) Por último, se va añadiendo el agua y mezclando hasta obtener una masa homogénea con la consistencia deseada, sin sobrepasar el límite máximo de agua establecido.
- f) El volumen de cada mezcla de hormigón no debe ser mayor que el que corresponde a un volumen de cuatro fundas de 42.5 kg. (94 lb). de cemento.
- g) Si toda la mezcla no va a ser usada inmediatamente, la mezcla no usada debe ser cubierta para reducir al máximo la pérdida de humedad, y remezclada completamente a intervalos no mayores de 10 minutos, para mantener las condiciones de trabajabilidad.
- h) El tiempo transcurrido entre la adición del agua al cemento y a los áridos, y la colocación del hormigón, no debe ser mayor de una hora (ver el Artículo 429).

CAPÍTULO V COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN

Artículo 433. No se efectuará el vaciado del hormigón en tanto no se obtenga la aprobación del Supervisor Técnico, una vez que se hayan revisado las armaduras ya colocadas en su posición definitiva.

Artículo 434. En ningún caso, se tolerará la colocación en obra de hormigones que acusen un principio de fraguado o se hayan contaminado con materias extrañas.

Artículo 435. En el vertido y colocación del hormigón, incluso cuando estas operaciones se realicen de un modo continuo mediante conducciones apropiadas, se adoptarán las debidas precauciones para evitar la segregación de la mezcla.

Artículo 436. No se colocarán en obra, capas de hormigón cuyo espesor sea superior al que permita una compactación completa de la masa.

Artículo 437. El hormigonado de cada elemento se realizará de acuerdo con un plan previamente establecido, y deberá ser una operación continua hasta completar el elemento, o hasta llegar a las juntas de construcción previamente establecidas, según lo indicado en el Título X, Capítulo VI.

Artículo 438. COMPACTACIÓN Y VIBRADO. La compactación de los hormigones en obra se realizará mediante procedimientos adecuados a la consistencia de las mezclas y de manera tal que se eliminen los huecos y se obtenga un perfecto cerrado de la masa, sin que se llegue a producir segregación. El proceso de compactación se deberá prolongar hasta que refluya la pasta a la superficie y deje de salir aire.

CAPÍTULO VI JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

Artículo 439. Las juntas de construcción se deben hacer y localizar de tal manera que no perjudiquen la resistencia de la estructura. Se deben tomar precauciones para lograr la transferencia de cortante y otras fuerzas a través de las juntas de construcción, por medio de llaves o rugosidades.

Artículo 440. Las juntas de construcción en las losas se deben localizar en el tercio central de las luces de las losas, vigas o vigas principales, a menos que una viga intercepte una viga principal en su parte central, en cuyo caso las juntas en las vigas principales se deben desplazar una distancia igual al doble del ancho de la viga que la intercepte.

Artículo 441. Las vigas o losas apoyadas en columnas o muros, no se deben hormigonar antes de que el hormigón de los elementos verticales de apoyo haya endurecido hasta el punto que haya dejado de ser plástico.

Artículo 442. Las vigas, capiteles de columnas y cartelas se deben considerar como parte del sistema de losas y se deben vaciar monolíticamente con las mismas, a menos que en los planos se indique la forma de hacerlo adecuadamente. En ningún caso, se puede suspender el vaciado al nivel del refuerzo longitudinal.

Artículo 443. Todas las juntas de construcción se deben limpiar y humedecer inmediatamente antes de una nueva colocación de hormigón.

CAPÍTULO VII CONDUCTOS Y TUBERÍAS

Artículo 444. No se pueden embeber conductos y tuberías de aluminio en el hormigón estructural, a menos que estén convenientemente revestidos o cubiertos, para prevenir la reacción aluminio-cemento o la acción electrolítica entre el aluminio y el acero.

Artículo 445. Los conductos, tuberías y camisas que atraviesan una losa, muro o viga, no deben afectar adversamente la resistencia de la estructura.

Artículo 446. Los conductos y tuberías, incluyendo sus acoples, que estén embebidos dentro de una columna, no pueden desplazar más del 4% del área de la sección transversal sobre la cual se haya calculado la resistencia, o de la que se requiera para protección contra el fuego.

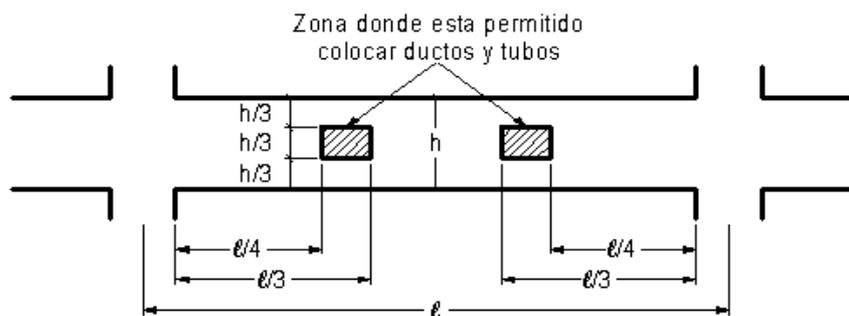
Artículo 447. Excepto cuando los planos de conductos y tuberías fueren aprobados por el Ingeniero Diseñador, los conductos y tuberías embebidas dentro de una losa, muro o viga (fuera de los que simplemente los atraviesan), deben cumplir los siguientes requisitos:

- a) Su dimensión externa no puede ser mayor que 1/3 del espesor total de la losa, el muro o viga dentro de los cuales estén embebidos.
- b) Su separación, medida centro a centro, no puede ser menor que tres veces el diámetro o ancho del conducto o tubería.
- c) En las losas macizas, las tuberías se deben colocar entre el refuerzo superior y el inferior, sin que esto afecte la posición ni el recubrimiento de las armaduras.
- d) Se debe colocar refuerzo con un área no menor de 0.002 veces el área de la sección del hormigón en sentido perpendicular a la tubería.
- e) Las tuberías se deben fabricar e instalar de tal manera que no se requiera cortar, doblar o desplazar el refuerzo de su localización correcta.
- f) No deben afectar adversamente la resistencia de la estructura.

Artículo 448. Los conductos o tuberías que atraviesen una viga deben cumplir lo siguiente:

- a) Cualquier conducto o tubería que atraviese una viga, no puede tener una dimensión exterior mayor que $1/3$ de la altura h de la viga cuando la atraviesa horizontalmente (Véase Fig. 48), ni mayor que $1/3$ del ancho b , cuando la atraviesa verticalmente.

FIGURA 48
UBICACIÓN DE CONDUCTOS Y TUBERÍAS PASANDO HORIZONTALMENTE A TRAVÉS DE UNA VIGA



- b) Los conductos y tuberías deberán estar colocados a una distancia de la cara del apoyo no menor que $l/4$, ni mayor que $l/3$.
- c) Los conductos y tuberías que atraviesen horizontalmente deberán estar colocados en el tercio central de la altura h de la viga. Los que atraviesen verticalmente deberán estar colocados en el tercio central del ancho b de la viga.
- d) Los conductos y tuberías deberán estar espaciados horizontalmente por lo menos tres diámetros centro a centro.
- e) No se debe doblar, cortar ni eliminar ninguna armadura longitudinal ni transversal. Sólo se permite desplazar las armaduras, siempre y cuando se cumplan los requisitos de separación (Artículo 21c) y recubrimientos (Título II, Capítulo III) mínimos.

Artículo 449. Se puede considerar que los conductos, tuberías y camisas reemplazan estructuralmente al hormigón desplazado sometido a compresión si:

- a) No están expuestos a la oxidación u otro tipo de deterioro.
- b) Son de hierro o acero, del tipo no revestidos o galvanizados, y cuyo espesor es mayor o igual al de calibre 40 estándar para tuberías de acero.
- c) Tienen un diámetro interno nominal no mayor de 5 cm, y están separados a no menos de 3 diámetros medidos centro a centro.

Artículo 450. Las tuberías y uniones se deben diseñar para que resistan los efectos del material, la presión y la temperatura a las cuales van a estar sometidas.

Artículo 451. No se debe conducir por las tuberías ningún líquido, gas o vapor, hasta que el hormigón haya alcanzado su resistencia de diseño, excepto agua que no sobrepase los 32°C y los 3.5 kg/cm^2 de presión.

CAPÍTULO VIII EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

Artículo 452. Un ensayo de resistencia debe ser el resultado del promedio de resistencia de 2 cilindros de 15 cm x 30 cm (6" x 12") tomados de una misma mezcla y ensayados a los 28 días, según se especifica en el Artículo 456 a Artículo 459.

Artículo 453. FRECUENCIA DE LOS ENSAYOS. Las muestras para las pruebas de resistencia correspondientes a cada clase de hormigón, deben estar conformadas cuando menos por una pareja de cilindros tomados no menos de una vez por día, ni menos de una vez por cada 40 m³ de hormigón o una vez por cada 200 m² de área de losas o muros. Como mínimo, se debe tomar una pareja de muestras de hormigón de columnas por piso. De igual manera, como mínimo se debe tomar una pareja de muestras por cada 50 ligas o mezclas de cada clase de hormigón.

Artículo 454. Si en una determinada obra, el volumen total de hormigón es tal que la frecuencia de los ensayos da lugar a menos de 5 ensayos de resistencia (10 cilindros) para una misma clase de hormigón, las muestras se deben tomar de por lo menos 5 mezclas seleccionadas al azar, o en cada mezcla si se usan menos de 5, para un mínimo de 10 cilindros.

Artículo 455. Cuando la cantidad total de una clase de hormigón sea menor de 10 m³, se pueden suprimir las pruebas de resistencia si, a juicio del Supervisor Técnico, existe suficiente evidencia de que la resistencia que se va a obtener es satisfactoria.

Artículo 456. ENSAYO DE MUESTRAS CURADAS EN EL LABORATORIO. Las muestras de hormigón para el ensayo de resistencia se deben tomar de conformidad con la norma ASTM C 172, "Práctica Estándar para el Muestreo de Hormigón Fresco" (Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete).

Artículo 457. Los cilindros para el ensayo de resistencia se deben fabricar y curar de conformidad con la norma ASTM C 31, "Práctica Estándar para la Fabricación y Curado en la Obra de Especímenes de Prueba de Hormigón" (Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field) y ser ensayados según la norma ASTM C 39, "Método de Prueba Estándar para la Resistencia a la Compresión de Especímenes Cilíndricos de Hormigón" (Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens).

Artículo 458. Mientras permanecen en la obra, hasta un máximo de 48 horas y sin ser removidos de los moldes, los cilindros se deben proteger del sol, y mantener a una temperatura de entre 16 y 27 grados centígrados, en un ambiente húmedo para evitar pérdida de humedad.

Artículo 459. Si no se transportan al laboratorio antes de las 48 horas, los cilindros pueden permanecer en la obra si se mantienen en condiciones de laboratorio; esto es, se deben desmoldar y sumergir en agua saturada con cal a una temperatura de 23°C ±2°C hasta su transporte.

Artículo 460. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN. El nivel de resistencia para cada clase de hormigón se considera satisfactorio si cumple simultáneamente los siguientes requisitos:

- a) Que los promedios aritméticos de todos los conjuntos de tres resultados consecutivos de ensayos de resistencia (un ensayo es el promedio de resistencia de dos cilindros), igualen o excedan el valor nominal especificado para f'c.
- b) Que ningún resultado individual de los ensayos de resistencia (un ensayo es el promedio de resistencia de dos cilindros), tenga una resistencia inferior a f'c en 35 kg/cm² o más.

Artículo 461. Si no se cumple cualquiera de los requisitos del Artículo 460, se deben tomar de inmediato las medidas necesarias para aumentar el promedio de los resultados de los siguientes ensayos de resistencia.

Artículo 462. Si no se cumple el requisito del Artículo 460b, se deben dar los pasos necesarios para asegurar que no ha sido afectada la capacidad de carga de la estructura, bien sea revisando el diseño estructural con el valor reducido de f_c en los elementos afectados, o procediendo a la extracción de testigos o núcleos, según lo especificado en el Acápite 5.6.5, del Reglamento ACI 318.

Artículo 463. Si se comprueba que la capacidad de carga de la estructura ha sido afectada, los elementos que recibieron el hormigón de baja resistencia deben ser demolidos o reparados.

Artículo 464. El resultado de la prueba de un solo cilindro no representa ningún valor que sirva para justificar la aceptación o rechazo de un hormigón en ninguna circunstancia.

CAPÍTULO IX CURADO DEL HORMIGÓN

Artículo 465. Durante el fraguado y primer período de endurecimiento del hormigón, se deberá asegurar el mantenimiento de la humedad del mismo mediante un adecuado curado. Éste se prolongará durante el plazo indicado en la Tabla 13.

**TABLA 13
TIEMPO DE CURADO**

	Tiempo de curado (días)
Vigas y losas autoportantes	10
Muros y columnas	7
Pisos y pavimentos	7

Artículo 466. El curado se podrá realizar manteniendo húmedas las superficies de los elementos de hormigón, mediante riego directo que no produzca deslavado.

Artículo 467. El curado por aportación de humedad se podrá sustituir por la protección de las superficies mediante recubrimientos plásticos u otros tratamientos adecuados, siempre que tales métodos, especialmente en el caso de masas secas, ofrezcan las garantías que se estimen necesarias para lograr, durante el primer período de endurecimiento, la retención de la humedad inicial de la masa, y no contengan sustancias nocivas para el hormigón.

CAPÍTULO X DESENCOFRADO Y DESMOLDE

Artículo 468. Los distintos elementos que constituyen los moldes y encofrados se retirarán sin producir sacudidas ni choques en la estructura, es recomendable, cuando los elementos sean de cierta importancia, el empleo de cuñas, cajas de arena, gatos u otros dispositivos análogos para lograr un descenso uniforme de los apoyos.

Artículo 469. Las operaciones anteriores no se realizarán hasta que el hormigón haya alcanzado la resistencia necesaria para soportar, con suficiente seguridad y sin deformaciones excesivas, los esfuerzos a los que va a estar sometido durante y después del desencofrado, o desmolde.

Artículo 470. El tiempo mínimo para desencofrado debe ser el indicado en la Tabla 14. Se permite desencofrar en tiempos menores si los resultados de pruebas de cilindros curados en el campo (promedio de dos cilindros) dan resultados iguales o superiores que los indicados en la Tabla 15.

**TABLA 14
TIEMPO DE DESENCOFRADO**

	Tiempo de desencofrado (días)
Vigas y losas autoportantes	10
Muros y columnas	3
Pisos y pavimentos	2

**TABLA 15
RESISTENCIA MÍNIMA DEL HORMIGÓN PARA DESENCOFRADO**

	Resistencia mínima
Vigas y losas autoportantes	$0.7 \cdot f'_c$
Muros de 20 cm y menos de espesor	$0.5 \cdot f'_c$
Muros gruesos y columnas	$0.2 \cdot f'_c$

TÍTULO XI DISPOSICIONES FINALES

Artículo 471. SANCIONES. El no cumplimiento a las disposiciones establecidas en este Reglamento, conllevará a la aplicación de las sanciones instituidas en los capítulos V y VI, de la Ley No. 687, del 27 de julio del 1982, que establece el sistema de reglamentación técnica mediante la cual se rige la formulación, preparación, ejecución, inspección y supervisión de proyectos y obras relativas a la ingeniería, la arquitectura y ramas afines.

Artículo 472. REMISIÓN DEL REGLAMENTO. Envíese al Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, para los fines correspondientes.

DADO en Santo Domingo de Guzmán, Distrito Nacional, capital de la República Dominicana, a los diez (10) días del mes de febrero de dos mil doce (2012); años 168 de la Independencia y 149 de la Restauración.

LEONEL FERNÁNDEZ

ANEXO 1.- DISEÑO DE SECCIONES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA CON GRAN EXCENRICIDAD SEGÚN EL REGLAMENTO ACI 318-02

1 INTRODUCCIÓN

La versión 2002 del ACI 318 contiene los mayores y más fundamentales cambios hechos al Reglamento en casi 40 años. En este anexo se va a estudiar con detalle cómo estos cambios han afectado los procedimientos de diseño de secciones rectangulares sometidas a flexión compuesta con gran excentricidad.

Los cambios más significativos son la eliminación de los conceptos “Diseño como Viga” y “Diseño como Columna”, y la eliminación del concepto de “Cuantía Máxima”. En la nueva versión sólo se tienen elementos sometidos a flexión compuesta. Según el ACI 318, Acápito 10.3 “Principios y Requisitos Generales”, cuando la excentricidad es muy grande, como en el caso de las vigas, se trata de secciones con “tracción dominante” (Acápito 10.3.4), y en el caso de excentricidades pequeñas, como el caso de las columnas, se trata de secciones con “compresión dominante” (Acápito 10.3.3). A diferencia de las versiones anteriores, la definición del tipo de sollicitación (tracción o compresión dominante) no se hace a partir de la magnitud de la fuerza axial, sino de la deformación unitaria de la armadura traccionada.

En ambos casos, el procedimiento de diseño es el mismo: se debe demostrar que las fuerzas interiores producidas por las cargas factorizadas son menores o iguales que las fuerzas nominales de rotura de la sección, multiplicadas por el factor de reducción de resistencia ϕ .

En general se debe cumplir:

$$\begin{aligned} M_u &\leq \phi \cdot M_n \\ N_u &\leq \phi \cdot N_n \end{aligned}$$

En las versiones anteriores del reglamento, el control de deformaciones en las armaduras traccionadas se hacía a través del control de la cuantía. Al limitar la cuantía a una fracción de la cuantía de la sección balanceada (cuantía máxima), lo que se hacía era asegurar una deformación en las armaduras traccionadas mayor que la deformación de fluencia. En esta nueva versión del Reglamento no se limita la cuantía, sino que el control de las deformaciones se hace a través del factor ϕ , el cual depende directamente de la deformación del acero, penalizando los casos donde las deformaciones del acero son pequeñas con valores menores de ϕ .

2 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA ϕ (Acápito 9.3.2 ACI 318-02)

El valor del factor de reducción de resistencia ϕ ya no depende de la Fuerza Axial N_u , sino de la deformación del acero más alejado del borde comprimido.

VALORES DE ϕ :

Zona A: Tracción Dominante: $\epsilon_s \geq 0.005$

$$\phi = 0.90$$

Zona B: Zona de transición: $0.005 \geq \epsilon_s \geq \epsilon_{sb}$

$$\phi = 0.65 + 0.25 \cdot (\epsilon_s - \epsilon_{sb}) / (0.005 - \epsilon_{sb}) \quad (\text{Secc. con estribos})$$

$$\phi = 0.70 + 0.20 \cdot (\epsilon_s - \epsilon_{sb}) / (0.005 - \epsilon_{sb}) \quad (\text{Secc. zunchadas})$$

$\epsilon_{sb} = f_y / E_s$: Deformación de fluencia del acero (= 0.002 para acero de pretensado)

Para $f_y = 4.2 \text{ ton/cm}^2$ o para acero de pretensado ($\epsilon_{sb} = 0.002$):

$\phi = 0.4833 + 83.33 \cdot \epsilon_s$ (Secc. con estribos)

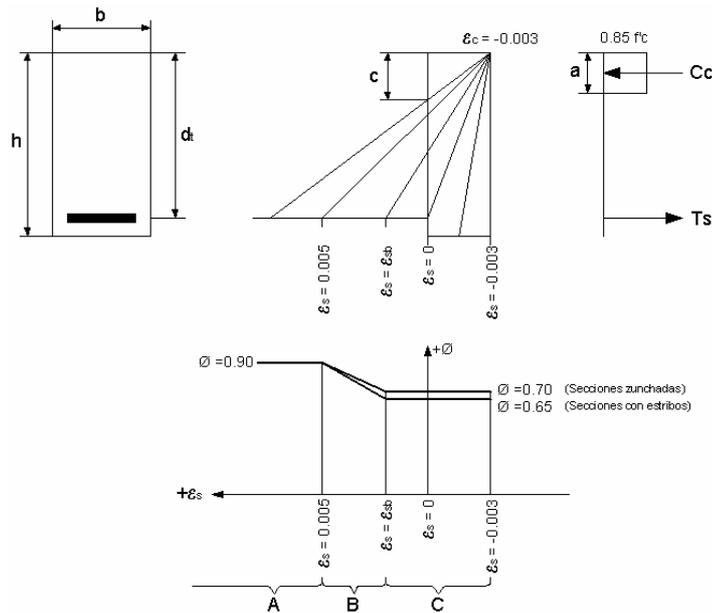
$\phi = 0.5667 + 66.67 \cdot \epsilon_s$ (Secc. zunchadas)

Zona C: Compresión Dominante: $\epsilon_s \leq \epsilon_{sb}$

$\phi = 0.65$ (Secciones con estribos)

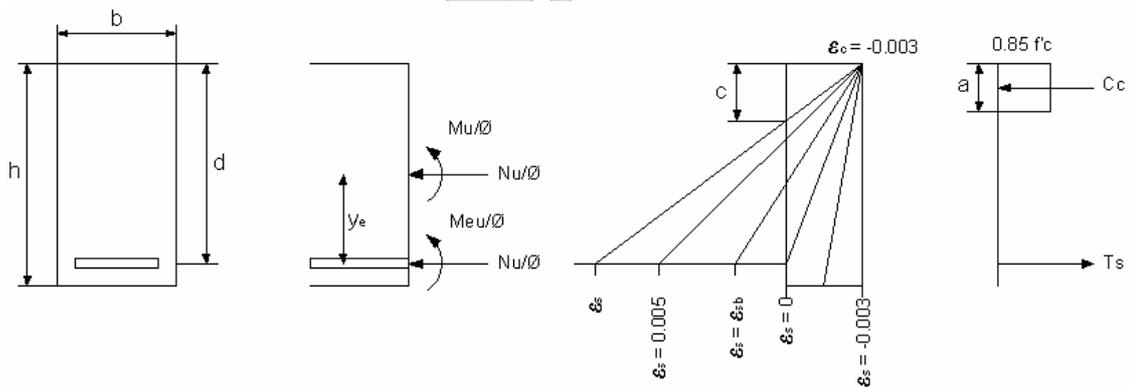
$\phi = 0.70$ (Secciones zunchadas)

FIGURA 1.1



3 PLANTEAMIENTO GENERAL PARA ZONAS A Y B:

FIGURA 1.2



$M_{eu} = M_u + N_u \cdot y_e$
 $k_c = c / d$

$y_e = d - h / 2$
 $k_a = a / d$

+ N_u = compresión

Posición del eje neutro: (deformaciones con su signo: $\epsilon_c = -0.003$)
 $(\epsilon_s - \epsilon_c) / d = -\epsilon_c / c$ De donde $c / d = k_c = -\epsilon_c / (\epsilon_s - \epsilon_c)$ (A.1)

O sea: $c = k_c \cdot d$

Altura del bloque de compresión:
 $a = \beta_1 \cdot c = \beta_1 \cdot k_c \cdot d$ $k_a = \beta_1 \cdot k_c$ (A.2)
 $a = k_a \cdot d$

Para $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$: $\beta_1 = 0.85$
 $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$: $\beta_1 = 0.85 - (f'_c - 280) / 1400 \geq 0.65$

Condiciones de equilibrio:

$C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$
 $T_s = f_s \cdot A_s$

- a) $\sum N = N_u / \emptyset + T_s - C_c = 0$
- b) $\sum M_T = M_{eu} / \emptyset - C_c \cdot (d - a/2) = 0$
- c) $\sum M_C = M_{eu} / \emptyset - (N_u / \emptyset + T_s) \cdot (d - a/2) = 0$

de la ecuación (b):

$M_{eu} = \emptyset \cdot C_c \cdot (d - a/2)$
 $0.85 \cdot \emptyset \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2)$
 $0.85 \cdot \emptyset \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot k_a \cdot (1 - k_a/2)$ $a = k_a \cdot d$

$M_{eu} / (f'_c \cdot b \cdot d^2) = 0.85 \cdot \emptyset \cdot k_a \cdot (1 - k_a/2)$

Haciendo $m_r = \frac{M_{eu}}{f'_c \cdot b \cdot d^2}$ se obtiene: $m_r = 0.85 \cdot \emptyset \cdot k_a \cdot (1 - k_a/2)$

de la ecuación (c):

$M_{eu} = \emptyset \cdot (N_u / \emptyset + T_s) \cdot (d - a/2)$ $T_s = f_s \cdot A_s$
 $(N_u + \emptyset \cdot T_s) \cdot (d - a/2)$
 $N_u \cdot (d - a/2) + \emptyset \cdot f_s \cdot A_s \cdot (d - a/2)$

de donde se despeja A_s : $A_s = \frac{M_{eu}}{\emptyset \cdot f_s \cdot (d - a/2)} - \frac{N_u}{\emptyset \cdot f_s}$

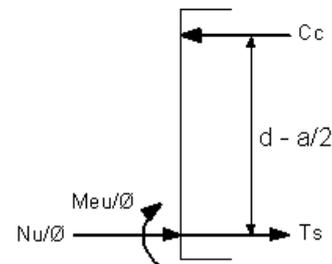
Como $f_s = f_y$ (la armadura traccionada debe estar en fluencia), y haciendo

$\frac{M_{eu}}{\emptyset \cdot f_y \cdot (d - a/2)} = \omega \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d$

Se obtiene: $A_s = \omega \cdot (f'_c / f_y) \cdot b \cdot d - N_u / (\emptyset \cdot f_y)$

ω : cuantía mecánica = $\rho \cdot (f_y / f'_c)$

FIGURA 1.3



$$\omega = \frac{M_{eu} \cdot f_y}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2) \cdot f'_c \cdot b \cdot d} \quad a = k_a \cdot d$$

$$\omega = \frac{M_{eu}}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot (1 - k_a/2)} \quad \frac{M_{eu}}{f'_c \cdot b \cdot d^2} = m_r = 0.85 \cdot \phi \cdot k_a \cdot (1 - k_a/2)$$

$$\omega = \frac{0.85 \cdot \phi \cdot k_a \cdot (1 - k_a/2)}{\phi \cdot (1 - k_a/2)}$$

$$\omega = 0.85 \cdot k_a$$

Se obtiene una relación directa entre m_r y ω despejando k_a de la ecuación

$$m_r = 0.85 \cdot \phi \cdot k_a \cdot (1 - k_a/2)$$

$$m_r = 0.85 \cdot \phi \cdot k_a - 0.85 \cdot \phi \cdot k_a^2/2$$

$$k_a = 1 - \sqrt{1 - \frac{m_r}{0.425 \cdot \phi}} \quad (A.3)$$

Por tanto
$$\omega = 0.85 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{m_r}{0.425 \cdot \phi}} \right]$$

Se puede notar que los valores de ω , ϕ , m_r y k_a dependen de ϵ_s , por lo que se puede construir una tabla con estos valores y usarla para diseño. (Ver tablas anexas)

Si se va a hacer un programa o se va a hacer el diseño a mano, se debe usar un proceso iterativo:

1. Suponer que $\phi = 0.90$
2. Calcular k_a a partir de ϕ y m_r (Ec. A.3)
3. Con k_a y β_1 calcular ϵ_s (Ec. A.1 y A.2)
4. Con ϵ_s calcular el nuevo valor de ϕ
5. Si el nuevo valor de ϕ es diferente del valor inicial, volver al paso No. 2

Una forma de saber de antemano cual es el valor de ϕ es calcular el valor del momento reducido m_r para el estado de deformación $\epsilon_s = 0.005$. Para definir este estado se usa el subíndice "5".

$$\epsilon_s = 0.005$$

$$k_{c5} = 0.003 / (0.003 + 0.005) = 0.375$$

$$k_{a5} = \beta_1 \cdot k_{c5} = 0.375 \cdot \beta_1$$

$$\phi_5 = 0.90$$

$$m_{r5} = 0.85 \cdot 0.90 \cdot 0.375 \cdot \beta_1 \cdot (1 - 0.375 \cdot \beta_1/2) = 0.2869 \cdot \beta_1 \cdot (1 - 0.1875 \cdot \beta_1)$$

TABLA A.1
COEFICIENTES β_1 Y M_{R5}

f'_c [kg/cm ²]	β_1 [-]	m_{r5} [-]
≤ 280	0.85	0.205
350	0.80	0.195
420	0.75	0.185
500	0.69	0.173
560	0.65	0.164

Cuando $m_r \leq m_{r5}$, siempre se tiene $\emptyset = 0.90$

Son muy raros los casos donde haya que iterar. Las deformaciones del acero donde el factor \emptyset no es 0.90 son muy pequeñas, lo que corresponde a secciones muy solicitadas. En estos casos generalmente es más económico aumentar el peralte de la sección.

4 SECCIONES CON ARMADURA DE COMPRESIÓN

Según el Acápite 10.3.5 del ACI 318-02, para elementos no pretensados con una fuerza axial de compresión menor de $0.10 \cdot f'_c \cdot A_g$, la deformación de la armadura más traccionada ϵ_t no debe ser menor de 0.004. Esta deformación del acero corresponde a la zona B, o sea la zona de transición.

Usando el subíndice ℓ para definir este estado de deformación, se tiene:

$$\epsilon_{sl} = 0.004$$

$$k_{cl} = 0.003 / (0.003 + 0.004) = 0.4286$$

$$k_{al} = \beta_1 \cdot k_{cl} = 0.4286 \cdot \beta_1$$

$$\emptyset_\ell = 0.65 + 0.25 \cdot (\epsilon_{sl} - \epsilon_{sb}) / (0.005 - \epsilon_{sb})$$

$$m_{r\ell} = 0.85 \cdot \emptyset_\ell \cdot k_{al} \cdot (1 - k_{al}/2)$$

$$\omega_\ell = 0.85 \cdot k_{al} = 0.85 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{m_{r\ell}}{0.425 \cdot \emptyset_\ell}} \right]$$

El momento máximo que puede resistir la sección sin armadura de compresión es:

$$M_{eu\ell} = m_{r\ell} \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2$$

O sea, que cuando el valor m_r sea menor que $m_{r\ell}$, la sección no necesita armaduras de compresión.

LÍMITE PARA SECCIONES SIN ARMADURAS DE COMPRESIÓN

$$\epsilon_{sl} = 0.004 \quad k_{cl} = 0.4286$$

a) $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\epsilon_{sb} = 0.0013$$

$$\emptyset_\ell = 0.8318$$

f'_c [kg/cm ²]	β_1 [--]	k_{al} [--]	$m_{r\ell}$ [--]	ω_ℓ [--]
≤ 280	0.85	0.3643	0.211	0.310
350	0.80	0.3429	0.201	0.291
420	0.75	0.3214	0.191	0.273
500	0.69	0.2969	0.179	0.252
560	0.65	0.2786	0.170	0.237

b) $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\epsilon_{sb} = 0.0020$$

$$\emptyset_\ell = 0.8167$$

f'_c [kg/cm ²]	β_1 [--]	k_{al} [--]	$m_{r\ell}$ [--]	ω_ℓ [--]
≤ 280	0.85	0.3643	0.207	0.310
350	0.80	0.3429	0.197	0.291
420	0.75	0.3214	0.187	0.273
500	0.69	0.2969	0.176	0.252
560	0.65	0.2786	0.166	0.237

Cuando $M_{eu} > M_{eul}$ (o lo que es lo mismo: $m_r > m_{rl}$) el exceso de momento por encima de M_{eul} deberá ser resistido por un par de armaduras adicionales en tracción y compresión.

$$\Delta M_{eu} = M_{eu} - M_{eul}$$

a) Armadura traccionada:

$$\Delta A_s = \frac{\Delta M_{eu}}{\phi_t \cdot f_y \cdot (d - d')} \quad f_s = f_y \quad (\epsilon_s = 0.004 > f_y / E_s)$$

La armadura traccionada total será:

$$A_s = \omega_r (f'_c / f_y) \cdot b \cdot d - N_u / (\phi_t \cdot f_y) + \Delta A_s$$

b) Armadura comprimida:

$$A'_s = \frac{\Delta M_{eu}}{\phi_c \cdot (f'_s - 0.85 \cdot f'_c) \cdot (d - d')}$$

Se resta $0.85f'_c$ a f'_s para descontar el área ocupada por el acero en la zona comprimida de hormigón.

El esfuerzo f'_s de la armadura comprimida depende de ϵ'_s , que se puede calcular por relación de triángulos:

$$\frac{\epsilon_{sl} - \epsilon_c}{d} = \frac{\epsilon'_s - \epsilon_c}{d'}$$

$$\frac{0.004 + 0.003}{d} = \frac{\epsilon'_s + 0.003}{d'}$$

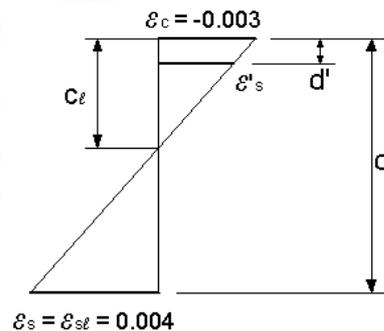
$$\epsilon'_s = 0.007 \cdot \frac{d'}{d} - 0.003$$

El esfuerzo en la armadura comprimida es:

$$f'_s = E \cdot \epsilon'_s \leq f_y$$

Aún cuando no está prohibido por el reglamento, en la práctica es preferible evitar secciones donde el factor ϕ sea menor de 0.90, pues esto da como resultado secciones antieconómicas, al penalizar la resistencia de la sección para compensar la poca ductilidad. Como las secciones con armaduras de compresión siempre caen en este rango, en general es preferible aumentar el peralte de la sección que usar estas secciones.

FIGURA 1.4



**ANEXO 2.- TABLAS PARA EL DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES
SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA CON GRAN EXCENTRICIDAD SEGÚN EL
REGLAMENTO ACI 318-02**

DISEÑO DE SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO

TABLA 2.1 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$

$\epsilon_{sb} = 0.0013$
 $k_{cl} = 0.429$
 $\phi_l = 0.832$

$\beta_1 = 0.85$
 $k_{al} = 0.364$
 $m_{rl} = 0.211$

m_r	ϕ	k_a	k_c	ϵ_s	ω
0.050	0.900	0.068	0.080	0.0347	0.058
0.055	0.900	0.075	0.088	0.0311	0.063
0.060	0.900	0.082	0.096	0.0282	0.070
0.065	0.900	0.089	0.105	0.0257	0.076
0.070	0.900	0.096	0.113	0.0235	0.082
0.075	0.900	0.103	0.122	0.0217	0.088
0.080	0.900	0.111	0.130	0.0200	0.094
0.085	0.900	0.118	0.139	0.0186	0.100
0.090	0.900	0.126	0.148	0.0173	0.107
0.095	0.900	0.133	0.157	0.0162	0.113
0.100	0.900	0.141	0.165	0.0151	0.120
0.105	0.900	0.148	0.174	0.0142	0.126
0.110	0.900	0.156	0.183	0.0134	0.133
0.115	0.900	0.164	0.193	0.0126	0.139
0.120	0.900	0.172	0.202	0.0119	0.146
0.125	0.900	0.180	0.211	0.0112	0.153
0.130	0.900	0.188	0.221	0.0106	0.159
0.135	0.900	0.196	0.230	0.0100	0.166
0.140	0.900	0.204	0.240	0.0095	0.173
0.145	0.900	0.212	0.249	0.0090	0.180
0.150	0.900	0.220	0.259	0.0086	0.187
0.155	0.900	0.229	0.269	0.0081	0.194
0.160	0.900	0.237	0.279	0.0077	0.202
0.165	0.900	0.246	0.289	0.0074	0.209
0.170	0.900	0.255	0.300	0.0070	0.216
0.175	0.900	0.263	0.310	0.0067	0.224
0.180	0.900	0.272	0.320	0.0064	0.232
0.185	0.900	0.281	0.331	0.0061	0.239
0.190	0.900	0.291	0.342	0.0058	0.247
0.195	0.900	0.300	0.353	0.0055	0.255
0.200	0.900	0.309	0.364	0.0052	0.263
0.205	0.900	0.319	0.375	0.0050	0.271
0.210	0.849	0.352	0.414	0.0043	0.299
0.211	0.843	0.356	0.418	0.0042	0.302

DISEÑO DE SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO

TABLA 2.2 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$\epsilon_{sb} = 0.0013$

$k_{cl} = 0.429$

$\phi_l = 0.832$

$\beta_1 = 0.80$

$k_{al} = 0.343$

$m_{rl} = 0.201$

m_r	ϕ	k_a	k_c	ϵ_s	ω
0.050	0.900	0.068	0.085	0.0325	0.058
0.055	0.900	0.075	0.093	0.0291	0.063
0.060	0.900	0.082	0.102	0.0263	0.070
0.065	0.900	0.089	0.111	0.0240	0.076
0.070	0.900	0.096	0.120	0.0220	0.082
0.075	0.900	0.103	0.129	0.0202	0.088
0.080	0.900	0.111	0.138	0.0187	0.094
0.085	0.900	0.118	0.148	0.0173	0.100
0.090	0.900	0.126	0.157	0.0161	0.107
0.095	0.900	0.133	0.166	0.0150	0.113
0.100	0.900	0.141	0.176	0.0141	0.120
0.105	0.900	0.148	0.185	0.0132	0.126
0.110	0.900	0.156	0.195	0.0124	0.133
0.115	0.900	0.164	0.205	0.0117	0.139
0.120	0.900	0.172	0.214	0.0110	0.146
0.125	0.900	0.180	0.224	0.0104	0.153
0.130	0.900	0.188	0.234	0.0098	0.159
0.135	0.900	0.196	0.245	0.0093	0.166
0.140	0.900	0.204	0.255	0.0088	0.173
0.145	0.900	0.212	0.265	0.0083	0.180
0.150	0.900	0.220	0.275	0.0079	0.187
0.155	0.900	0.229	0.286	0.0075	0.194
0.160	0.900	0.237	0.297	0.0071	0.202
0.165	0.900	0.246	0.307	0.0068	0.209
0.170	0.900	0.255	0.318	0.0064	0.216
0.175	0.900	0.263	0.329	0.0061	0.224
0.180	0.900	0.272	0.340	0.0058	0.232
0.185	0.900	0.281	0.352	0.0055	0.239
0.190	0.900	0.291	0.363	0.0053	0.247
0.195	0.900	0.300	0.375	0.0050	0.255
0.200	0.864	0.321	0.402	0.0045	0.273
0.201	0.860	0.324	0.405	0.0044	0.275

DISEÑO DE SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO

TABLA 2.3 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$

$\epsilon_{sb} = 0.0013$
 $k_{cl} = 0.429$
 $\phi_l = 0.832$

$\beta_1 = 0.75$
 $k_{al} = 0.321$
 $m_{rl} = 0.191$

m_r	ϕ	k_a	k_c	ϵ_s	ω
0.050	0.900	0.068	0.090	0.0303	0.058
0.055	0.900	0.075	0.100	0.0271	0.063
0.060	0.900	0.082	0.109	0.0245	0.070
0.065	0.900	0.089	0.119	0.0223	0.076
0.070	0.900	0.096	0.128	0.0204	0.082
0.075	0.900	0.103	0.138	0.0188	0.088
0.080	0.900	0.111	0.148	0.0173	0.094
0.085	0.900	0.118	0.157	0.0161	0.100
0.090	0.900	0.126	0.167	0.0149	0.107
0.095	0.900	0.133	0.177	0.0139	0.113
0.100	0.900	0.141	0.187	0.0130	0.120
0.105	0.900	0.148	0.198	0.0122	0.126
0.110	0.900	0.156	0.208	0.0114	0.133
0.115	0.900	0.164	0.218	0.0107	0.139
0.120	0.900	0.172	0.229	0.0101	0.146
0.125	0.900	0.180	0.239	0.0095	0.153
0.130	0.900	0.188	0.250	0.0090	0.159
0.135	0.900	0.196	0.261	0.0085	0.166
0.140	0.900	0.204	0.272	0.0080	0.173
0.145	0.900	0.212	0.283	0.0076	0.180
0.150	0.900	0.220	0.294	0.0072	0.187
0.155	0.900	0.229	0.305	0.0068	0.194
0.160	0.900	0.237	0.316	0.0065	0.202
0.165	0.900	0.246	0.328	0.0061	0.209
0.170	0.900	0.255	0.340	0.0058	0.216
0.175	0.900	0.263	0.351	0.0055	0.224
0.180	0.900	0.272	0.363	0.0053	0.232
0.185	0.899	0.282	0.376	0.0050	0.239
0.190	0.889	0.287	0.383	0.0048	0.244
0.191	0.892	0.286	0.381	0.0049	0.243

DISEÑO DE SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO

TABLA 2.4 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$

$\epsilon_{sb} = 0.0020$

$k_{cl} = 0.429$

$\phi_l = 0.817$

$\beta_1 = 0.85$

$k_{al} = 0.364$

$m_{rl} = 0.207$

m_r	ϕ	k_a	k_c	ϵ_s	ω
0.050	0.900	0.068	0.080	0.0347	0.058
0.055	0.900	0.075	0.088	0.0311	0.063
0.060	0.900	0.082	0.096	0.0282	0.070
0.065	0.900	0.089	0.105	0.0257	0.076
0.070	0.900	0.096	0.113	0.0235	0.082
0.075	0.900	0.103	0.122	0.0217	0.088
0.080	0.900	0.111	0.130	0.0200	0.094
0.085	0.900	0.118	0.139	0.0186	0.100
0.090	0.900	0.126	0.148	0.0173	0.107
0.095	0.900	0.133	0.157	0.0162	0.113
0.100	0.900	0.141	0.165	0.0151	0.120
0.105	0.900	0.148	0.174	0.0142	0.126
0.110	0.900	0.156	0.183	0.0134	0.133
0.115	0.900	0.164	0.193	0.0126	0.139
0.120	0.900	0.172	0.202	0.0119	0.146
0.125	0.900	0.180	0.211	0.0112	0.153
0.130	0.900	0.188	0.221	0.0106	0.159
0.135	0.900	0.196	0.230	0.0100	0.166
0.140	0.900	0.204	0.240	0.0095	0.173
0.145	0.900	0.212	0.249	0.0090	0.180
0.150	0.900	0.220	0.259	0.0086	0.187
0.155	0.900	0.229	0.269	0.0081	0.194
0.160	0.900	0.237	0.279	0.0077	0.202
0.165	0.900	0.246	0.289	0.0074	0.209
0.170	0.900	0.255	0.300	0.0070	0.216
0.175	0.900	0.263	0.310	0.0067	0.224
0.180	0.900	0.272	0.320	0.0064	0.232
0.185	0.900	0.281	0.331	0.0061	0.239
0.190	0.900	0.291	0.342	0.0058	0.247
0.195	0.900	0.300	0.353	0.0055	0.255
0.200	0.900	0.309	0.364	0.0052	0.263
0.205	0.899	0.319	0.375	0.0050	0.271
0.207	0.817	0.364	0.429	0.0040	0.310

DISEÑO DE SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO

TABLA 2.5 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$\epsilon_{sb} = 0.0020$

$k_{cl} = 0.429$

$\phi_l = 0.817$

$\beta_1 = 0.80$

$k_{al} = 0.343$

$m_{rl} = 0.197$

m_r	ϕ	k_a	k_c	ϵ_s	ω
0.050	0.900	0.068	0.085	0.0325	0.058
0.055	0.900	0.075	0.093	0.0291	0.063
0.060	0.900	0.082	0.102	0.0263	0.070
0.065	0.900	0.089	0.111	0.0240	0.076
0.070	0.900	0.096	0.120	0.0220	0.082
0.075	0.900	0.103	0.129	0.0202	0.088
0.080	0.900	0.111	0.138	0.0187	0.094
0.085	0.900	0.118	0.148	0.0173	0.100
0.090	0.900	0.126	0.157	0.0161	0.107
0.095	0.900	0.133	0.166	0.0150	0.113
0.100	0.900	0.141	0.176	0.0141	0.120
0.105	0.900	0.148	0.185	0.0132	0.126
0.110	0.900	0.156	0.195	0.0124	0.133
0.115	0.900	0.164	0.205	0.0117	0.139
0.120	0.900	0.172	0.214	0.0110	0.146
0.125	0.900	0.180	0.224	0.0104	0.153
0.130	0.900	0.188	0.234	0.0098	0.159
0.135	0.900	0.196	0.245	0.0093	0.166
0.140	0.900	0.204	0.255	0.0088	0.173
0.145	0.900	0.212	0.265	0.0083	0.180
0.150	0.900	0.220	0.275	0.0079	0.187
0.155	0.900	0.229	0.286	0.0075	0.194
0.160	0.900	0.237	0.297	0.0071	0.202
0.165	0.900	0.246	0.307	0.0068	0.209
0.170	0.900	0.255	0.318	0.0064	0.216
0.175	0.900	0.263	0.329	0.0061	0.224
0.180	0.900	0.272	0.340	0.0058	0.232
0.185	0.900	0.281	0.352	0.0055	0.239
0.190	0.900	0.291	0.363	0.0053	0.247
0.195	0.900	0.300	0.375	0.0050	0.255
0.197	0.817	0.343	0.429	0.0040	0.291

DISEÑO DE SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO

TABLA 2.6 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$

$\epsilon_{sb} = 0.0020$
 $k_{cl} = 0.429$
 $\phi_l = 0.817$

$\beta_1 = 0.75$
 $k_{al} = 0.321$
 $m_{rl} = 0.187$

m_r	ϕ	k_a	k_c	ϵ_s	ω
0.050	0.900	0.068	0.090	0.0303	0.058
0.055	0.900	0.075	0.100	0.0271	0.063
0.060	0.900	0.082	0.109	0.0245	0.070
0.065	0.900	0.089	0.119	0.0223	0.076
0.070	0.900	0.096	0.128	0.0204	0.082
0.075	0.900	0.103	0.138	0.0188	0.088
0.080	0.900	0.111	0.148	0.0173	0.094
0.085	0.900	0.118	0.157	0.0161	0.100
0.090	0.900	0.126	0.167	0.0149	0.107
0.095	0.900	0.133	0.177	0.0139	0.113
0.100	0.900	0.141	0.187	0.0130	0.120
0.105	0.900	0.148	0.198	0.0122	0.126
0.110	0.900	0.156	0.208	0.0114	0.133
0.115	0.900	0.164	0.218	0.0107	0.139
0.120	0.900	0.172	0.229	0.0101	0.146
0.125	0.900	0.180	0.239	0.0095	0.153
0.130	0.900	0.188	0.250	0.0090	0.159
0.135	0.900	0.196	0.261	0.0085	0.166
0.140	0.900	0.204	0.272	0.0080	0.173
0.145	0.900	0.212	0.283	0.0076	0.180
0.150	0.900	0.220	0.294	0.0072	0.187
0.155	0.900	0.229	0.305	0.0068	0.194
0.160	0.900	0.237	0.316	0.0065	0.202
0.165	0.900	0.246	0.328	0.0061	0.209
0.170	0.900	0.255	0.340	0.0058	0.216
0.175	0.900	0.263	0.351	0.0055	0.224
0.180	0.900	0.272	0.363	0.0053	0.232
0.185	0.896	0.283	0.377	0.0050	0.240
0.187	0.817	0.321	0.429	0.0040	0.273

ANEXO 3.- CUANTÍA MÍNIMA EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

El objeto de disponer una cuantía mínima en secciones sometidas a flexión es asegurar que en la sección haya suficiente acero para resistir por lo menos 1.2 veces el momento que produce la rotura por tracción del hormigón, o momento de agrietamiento.

El esfuerzo de rotura por tracción del hormigón, o esfuerzo de agrietamiento, es:

$$f_r = 2 \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (41)}$$

El momento máximo que resiste la sección sin que se produzcan grietas en el hormigón será por tanto: $M_n^I = f_r \cdot S$ donde $S = b \cdot h^2 / 6$ (módulo de la sección)

$$M_n^I = \frac{b \cdot h^2 \cdot \sqrt{f'_c}}{3}$$

El momento último mínimo de diseño deberá ser:

$$M_{u \min} = 1.2 \cdot M_n^I = 0.4 \cdot b \cdot h^2 \cdot \sqrt{f'_c}$$

El cálculo de la cuantía se hace según el Acápito 5.3.3:

$$m_{r \min} = \frac{M_{u \min}}{f'_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.4 \cdot b \cdot h^2 \cdot \sqrt{f'_c}}{f'_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.4 \cdot (h/d)^2}{\sqrt{f'_c}}$$

Haciendo $h/d \approx 1.15$ tendremos:

$$m_{r \min} = \frac{0.53}{\sqrt{f'_c}}$$

$$\omega_{\min} = 0.85 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{m_{r \min}}{0.425 \cdot \emptyset}} \right] = 0.85 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{1.383}{\sqrt{f'_c}}} \right] \quad (\emptyset = 0.90)$$

$$\rho_{\min} = \omega_{\min} \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{1.383}{\sqrt{f'_c}}} \right] \approx \frac{0.6 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

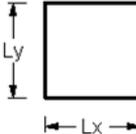
TABLA B1
CUANTÍA MÍNIMA ρ_{\min}

f'_c kg/cm ²	Acero f_y [kg/cm ²]	
	2800 (Grd. 40)	4200 (Grd. 60)
180	0.0029	0.0019
210	0.0031	0.0021
240	0.0033	0.0022
280	0.0036	0.0024
350	0.0040	0.0027
420	0.0044	0.0029

ANEXO 4.- COEFICIENTES PARA EL CÁLCULO DE MOMENTOS EN LOSAS

TABLA C.1

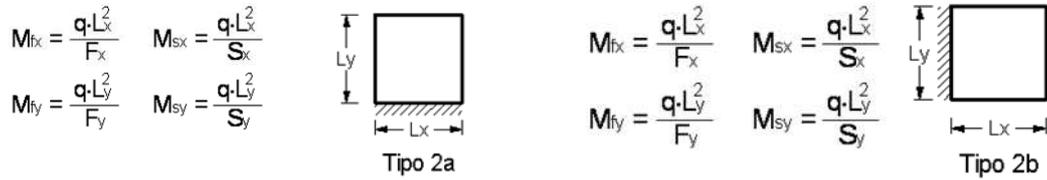
$$M_{fx} = \frac{q \cdot L_x^2}{F_x} \quad M_{sx} = \frac{q \cdot L_x^2}{S_x}$$

$$M_{fy} = \frac{q \cdot L_y^2}{F_y} \quad M_{sy} = \frac{q \cdot L_y^2}{S_y}$$


Tipo 1

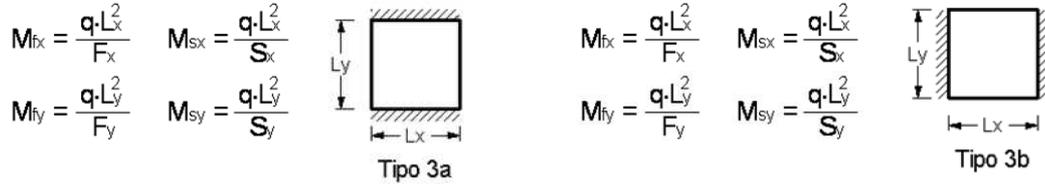
L_y/L_x	F_x	F_y	S_x	S_y
0.50	150.78	9.42	--	--
0.55	107.89	9.87	--	--
0.60	80.41	10.42	--	--
0.65	62.09	11.08	--	--
0.70	49.46	11.88	--	--
0.75	40.49	12.81	--	--
0.80	33.95	13.91	--	--
0.85	29.08	15.18	--	--
0.90	25.36	16.64	--	--
0.95	22.48	18.31	--	--
1.00	20.21	20.21	--	--
1.05	18.40	22.36	--	--
1.10	16.93	24.78	--	--
1.15	15.73	27.51	--	--
1.20	14.73	30.55	--	--
1.25	13.91	33.95	--	--
1.30	13.21	37.74	--	--
1.35	12.63	41.94	--	--
1.40	12.13	46.59	--	--
1.45	11.70	51.72	--	--
1.50	11.33	57.37	--	--
1.55	11.01	63.57	--	--
1.60	10.74	70.36	--	--
1.65	10.49	77.79	--	--
1.70	10.28	85.87	--	--
1.75	10.09	94.67	--	--
1.80	9.93	104.22	--	--
1.85	9.78	114.56	--	--
1.90	9.65	125.74	--	--
1.95	9.53	137.80	--	--
2.00	9.42	150.78	--	--

TABLA C.2



Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy	Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	209.29	11.71	--	-8.20	0.50	133.96	9.78	-32.00	--
0.55	148.50	12.16	--	-8.29	0.55	97.69	10.38	-27.74	--
0.60	109.61	12.70	--	-8.41	0.60	74.34	11.13	-25.82	--
0.65	83.72	13.35	--	-8.57	0.65	58.67	12.04	-24.48	--
0.70	65.89	14.12	--	-8.77	0.70	47.78	13.13	-21.33	--
0.75	53.23	15.02	--	-9.01	0.75	39.97	14.42	-18.11	--
0.80	44.02	16.06	--	-9.31	0.80	34.23	15.93	-15.81	--
0.85	37.15	17.26	--	-9.67	0.85	29.90	17.69	-14.13	--
0.90	31.93	18.62	--	-10.10	0.90	26.58	19.73	-12.88	--
0.95	27.89	20.16	--	-10.61	0.95	23.97	22.05	-11.93	--
1.00	24.71	21.91	--	-11.20	1.00	21.91	24.71	-11.20	--
1.05	22.17	23.86	--	-11.89	1.05	20.24	27.72	-10.63	--
1.10	20.13	26.05	--	-12.69	1.10	18.89	31.12	-10.19	--
1.15	18.46	28.50	--	-13.60	1.15	17.77	34.94	-9.83	--
1.20	17.08	31.21	--	-14.64	1.20	16.84	39.23	-9.54	--
1.25	15.93	34.23	--	-15.81	1.25	16.06	44.02	-9.31	--
1.30	14.97	37.56	--	-17.14	1.30	15.40	49.35	-9.12	--
1.35	14.16	41.24	--	-18.63	1.35	14.84	55.28	-8.96	--
1.40	13.47	45.29	--	-20.29	1.40	14.36	61.84	-8.83	--
1.45	12.89	49.74	--	-22.15	1.45	13.95	69.08	-8.72	--
1.50	12.38	54.61	--	-24.15	1.50	13.60	77.06	-8.63	--
1.55	11.94	59.95	--	-24.59	1.55	13.28	85.82	-8.55	--
1.60	11.56	65.77	--	-25.08	1.60	13.01	95.42	-8.49	--
1.65	11.23	72.11	--	-25.63	1.65	12.78	105.91	-8.43	--
1.70	10.94	79.00	--	-26.22	1.70	12.57	117.35	-8.38	--
1.75	10.69	86.48	--	-26.84	1.75	12.38	129.79	-8.34	--
1.80	10.46	94.59	--	-27.49	1.80	12.21	143.31	-8.30	--
1.85	10.26	103.35	--	-28.17	1.85	12.07	157.94	-8.27	--
1.90	10.08	112.81	--	-28.88	1.90	11.94	173.77	-8.25	--
1.95	9.92	123.00	--	-30.42	1.95	11.82	190.87	-8.22	--
2.00	9.78	133.96	--	-32.00	2.00	11.71	209.27	-8.20	--

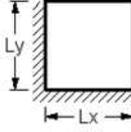
TABLA C.3



Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy	Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	270.64	15.05	--	-12.15	0.50	151.42	11.45	-32.20	--
0.55	196.19	15.92	--	-12.22	0.55	115.15	12.58	-29.42	--
0.60	148.08	16.96	--	-12.31	0.60	91.13	13.96	-27.39	--
0.65	115.66	18.17	--	-12.43	0.65	74.53	15.61	-25.44	--
0.70	92.96	19.57	--	-12.58	0.70	62.63	17.56	-22.00	--
0.75	76.54	21.15	--	-12.76	0.75	53.83	19.85	-19.59	--
0.80	64.28	22.91	--	-12.98	0.80	47.16	22.48	-17.86	--
0.85	54.88	24.84	--	-13.25	0.85	41.96	25.48	-16.60	--
0.90	47.50	26.95	--	-13.57	0.90	37.82	28.86	-15.66	--
0.95	41.58	29.22	--	-13.95	0.95	34.46	32.61	-14.95	--
1.00	36.77	31.67	--	-14.40	1.00	31.67	36.77	-14.40	--
1.05	32.80	34.31	--	-14.92	1.05	29.33	41.33	-13.97	--
1.10	29.51	37.16	--	-15.51	1.10	27.35	46.33	-13.64	--
1.15	26.76	40.23	--	-16.20	1.15	25.64	51.79	-13.37	--
1.20	24.44	43.56	--	-16.98	1.20	24.18	57.76	-13.16	--
1.25	22.48	47.16	--	-17.86	1.25	22.91	64.28	-12.98	--
1.30	20.82	51.06	--	-18.85	1.30	21.80	71.42	-12.84	--
1.35	19.40	55.28	--	-19.97	1.35	20.84	79.22	-12.72	--
1.40	18.18	59.85	--	-21.22	1.40	20.00	87.74	-12.62	--
1.45	17.13	64.80	--	-22.61	1.45	19.27	97.05	-12.54	--
1.50	16.22	70.14	--	-24.15	1.50	18.62	107.22	-12.47	--
1.55	15.44	75.90	--	-25.85	1.55	18.05	118.30	-12.42	--
1.60	14.75	82.11	--	-26.60	1.60	17.54	130.36	-12.37	--
1.65	14.14	88.80	--	-27.18	1.65	17.10	143.46	-12.32	--
1.70	13.61	95.98	--	-27.81	1.70	16.70	157.70	-12.29	--
1.75	13.14	103.71	--	-28.47	1.75	16.35	173.11	-12.26	--
1.80	12.72	111.99	--	-29.16	1.80	16.03	189.80	-12.23	--
1.85	12.35	120.87	--	-29.88	1.85	15.74	207.80	-12.20	--
1.90	12.01	130.39	--	-30.63	1.90	15.49	227.23	-12.18	--
1.95	11.72	140.56	--	-31.40	1.95	15.26	248.14	-12.17	--
2.00	11.45	151.43	--	-32.20	2.00	15.05	270.60	-12.15	--

TABLA C.4

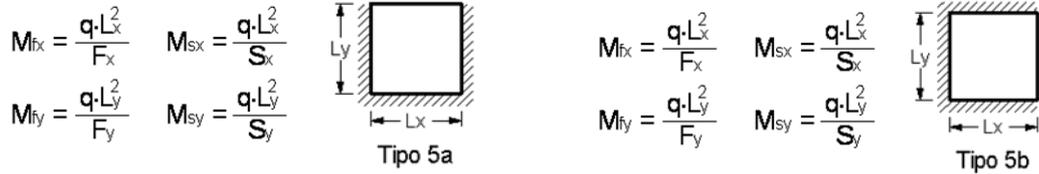
$$M_{fx} = \frac{q \cdot L_x^2}{F_x} \quad M_{sx} = \frac{q \cdot L_x^2}{S_x}$$

$$M_{fy} = \frac{q \cdot L_y^2}{F_y} \quad M_{sy} = \frac{q \cdot L_y^2}{S_y}$$


Tipo 4

Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	189.75	11.86	-48.00	-8.50
0.55	135.30	12.38	-43.86	-8.73
0.60	100.49	13.02	-40.82	-9.04
0.65	77.34	13.81	-38.71	-9.43
0.70	61.41	14.74	-37.41	-9.92
0.75	50.12	15.86	-33.28	-10.53
0.80	41.92	17.17	-27.53	-11.28
0.85	35.83	18.70	-23.33	-12.18
0.90	31.21	20.47	-20.19	-13.25
0.95	27.64	22.51	-17.82	-14.52
1.00	24.84	24.84	-16.00	-16.00
1.05	22.62	27.49	-14.58	-17.72
1.10	20.82	30.49	-13.46	-19.71
1.15	19.37	33.87	-12.57	-21.99
1.20	18.17	37.67	-11.86	-24.59
1.25	17.17	41.92	-11.28	-27.53
1.30	16.34	46.67	-10.80	-30.85
1.35	15.64	51.94	-10.41	-34.57
1.40	15.04	57.79	-10.08	-37.19
1.45	14.54	64.26	-9.81	-37.61
1.50	14.10	71.38	-9.58	-38.18
1.55	13.72	79.21	-9.39	-38.87
1.60	13.40	87.79	-9.22	-39.66
1.65	13.11	97.18	-9.08	-40.52
1.70	12.86	107.42	-8.96	-41.45
1.75	12.64	118.56	-8.85	-42.44
1.80	12.45	130.66	-8.76	-43.47
1.85	12.27	143.77	-8.68	-44.55
1.90	12.12	157.95	-8.61	-45.66
1.95	11.98	173.26	-8.55	-46.82
2.00	11.86	189.75	-8.50	-48.00

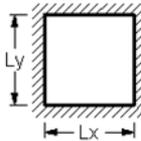
TABLA C.5



Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy	Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	200.60	13.28	-50.91	-9.00	0.50	252.53	15.12	-67.88	-12.38
0.55	147.17	14.25	-46.52	-9.46	0.55	183.05	16.04	-62.02	-12.55
0.60	112.69	15.43	-43.30	-10.07	0.60	138.20	17.13	-57.73	-12.78
0.65	89.52	16.86	-41.05	-10.86	0.65	108.03	18.43	-54.74	-13.07
0.70	73.36	18.56	-36.99	-11.84	0.70	86.97	19.94	-48.98	-13.44
0.75	61.72	20.57	-30.96	-13.06	0.75	71.79	21.68	-42.67	-13.90
0.80	53.08	22.88	-26.65	-14.55	0.80	60.53	23.64	-37.50	-14.46
0.85	46.50	25.53	-23.49	-16.35	0.85	51.93	25.83	-33.22	-15.13
0.90	41.34	28.52	-21.14	-18.50	0.90	45.23	28.26	-29.63	-15.94
0.95	37.21	31.86	-19.37	-21.03	0.95	39.89	30.93	-26.59	-16.89
1.00	33.85	35.57	-18.00	-24.00	1.00	35.57	33.85	-24.00	-18.00
1.05	31.06	39.66	-16.94	-26.46	1.05	32.03	37.04	-21.16	-19.29
1.10	28.73	44.17	-16.10	-29.04	1.10	29.10	40.52	-18.93	-20.78
1.15	26.75	49.12	-15.43	-31.74	1.15	26.66	44.33	-17.15	-22.49
1.20	25.08	54.56	-14.89	-34.56	1.20	24.61	48.51	-15.72	-24.44
1.25	23.64	60.53	-14.46	-37.50	1.25	22.88	53.08	-14.55	-26.65
1.30	22.40	67.08	-14.10	-40.56	1.30	21.42	58.11	-13.60	-29.14
1.35	21.34	74.26	-13.81	-43.74	1.35	20.17	63.61	-12.82	-31.93
1.40	20.41	82.14	-13.56	-47.04	1.40	19.10	69.65	-12.16	-35.05
1.45	19.61	90.76	-13.36	-50.46	1.45	18.19	76.26	-11.62	-38.52
1.50	18.91	100.19	-13.19	-54.00	1.50	17.40	83.50	-11.16	-40.50
1.55	18.30	110.48	-13.04	-54.98	1.55	16.71	91.40	-10.77	-41.23
1.60	17.76	121.69	-12.92	-56.09	1.60	16.11	100.01	-10.44	-42.07
1.65	17.28	133.90	-12.81	-57.31	1.65	15.59	109.39	-10.16	-42.98
1.70	16.86	147.15	-12.72	-58.62	1.70	15.13	119.58	-9.92	-43.97
1.75	16.48	161.52	-12.64	-60.01	1.75	14.72	130.62	-9.71	-45.01
1.80	16.15	177.07	-12.57	-61.47	1.80	14.37	142.59	-9.52	-46.11
1.85	15.85	193.88	-12.51	-63.00	1.85	14.05	155.51	-9.37	-47.25
1.90	15.58	212.00	-12.46	-64.58	1.90	13.76	169.46	-9.23	-48.43
1.95	15.34	231.52	-12.41	-66.21	1.95	13.51	184.47	-9.11	-49.66
2.00	15.12	252.49	-12.38	-67.88	2.00	13.28	200.61	-9.00	-50.91

TABLA C.6

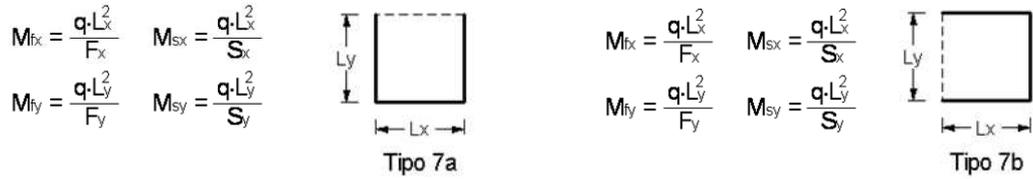
$$M_{fx} = \frac{q \cdot L_x^2}{F_x} \quad M_{sx} = \frac{q \cdot L_x^2}{S_x}$$

$$M_{fy} = \frac{q \cdot L_y^2}{F_y} \quad M_{sy} = \frac{q \cdot L_y^2}{S_y}$$


Tipo 6

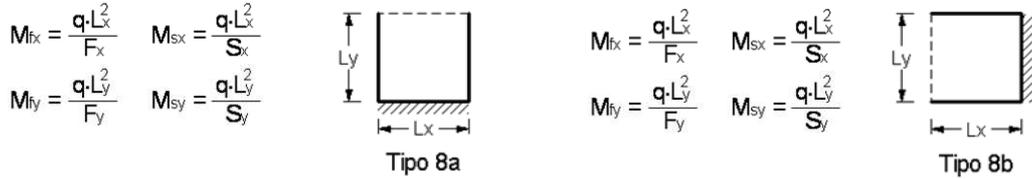
Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	243.84	15.24	-72.00	-12.75
0.55	177.24	16.22	-65.79	-13.10
0.60	134.32	17.41	-61.24	-13.56
0.65	105.49	18.83	-56.81	-14.14
0.70	85.42	20.51	-48.98	-14.88
0.75	70.99	22.46	-42.67	-15.80
0.80	60.31	24.70	-37.50	-16.92
0.85	52.19	27.25	-33.22	-18.26
0.90	45.87	30.09	-29.63	-19.87
0.95	40.84	33.26	-26.59	-21.77
1.00	36.77	36.77	-24.00	-24.00
1.05	33.42	40.63	-21.87	-26.46
1.10	30.65	44.87	-20.20	-29.04
1.15	28.32	49.54	-18.86	-31.74
1.20	26.37	54.67	-17.79	-34.56
1.25	24.70	60.31	-16.92	-37.50
1.30	23.29	66.52	-16.20	-40.56
1.35	22.08	73.34	-15.61	-43.74
1.40	21.04	80.82	-15.12	-47.04
1.45	20.14	89.02	-14.71	-50.46
1.50	19.36	98.01	-14.37	-54.00
1.55	18.68	107.83	-14.08	-57.66
1.60	18.09	118.54	-13.83	-59.49
1.65	17.57	130.21	-13.62	-60.78
1.70	17.11	142.89	-13.44	-62.18
1.75	16.70	156.64	-13.28	-63.65
1.80	16.34	171.54	-13.14	-65.20
1.85	16.02	187.64	-13.02	-66.82
1.90	15.73	205.01	-12.92	-68.49
1.95	15.47	223.73	-12.83	-70.22
2.00	15.24	243.84	-12.75	-72.00

TABLA C.7



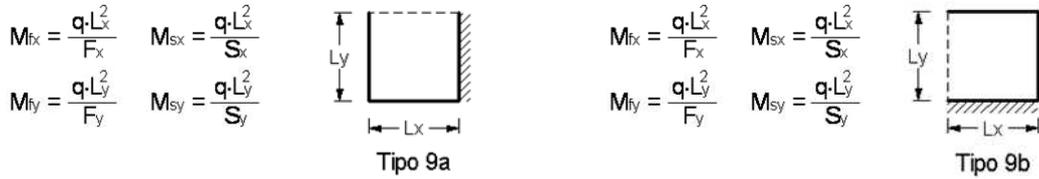
Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy	Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	19.58	12.71	--	--	0.50	164.85	8.09	--	--
0.55	17.17	14.36	--	--	0.55	137.25	8.16	--	--
0.60	15.37	16.30	--	--	0.60	115.75	8.24	--	--
0.65	14.00	18.52	--	--	0.65	98.76	8.36	--	--
0.70	12.94	21.01	--	--	0.70	85.14	8.49	--	--
0.75	12.10	23.77	--	--	0.75	74.09	8.65	--	--
0.80	11.43	26.79	--	--	0.80	65.01	8.83	--	--
0.85	10.88	30.07	--	--	0.85	57.49	9.03	--	--
0.90	10.44	33.61	--	--	0.90	51.21	9.25	--	--
0.95	10.07	37.39	--	--	0.95	45.92	9.50	--	--
1.00	9.77	41.42	--	--	1.00	41.42	9.77	--	--
1.05	9.51	45.68	--	--	1.05	37.58	10.06	--	--
1.10	9.30	50.18	--	--	1.10	34.28	10.37	--	--
1.15	9.12	54.91	--	--	1.15	31.43	10.70	--	--
1.20	8.96	59.85	--	--	1.20	28.95	11.05	--	--
1.25	8.83	65.01	--	--	1.25	26.79	11.43	--	--
1.30	8.72	70.39	--	--	1.30	24.90	11.82	--	--
1.35	8.62	75.97	--	--	1.35	23.24	12.24	--	--
1.40	8.53	81.75	--	--	1.40	21.77	12.68	--	--
1.45	8.46	87.72	--	--	1.45	20.47	13.14	--	--
1.50	8.40	93.89	--	--	1.50	19.32	13.62	--	--
1.55	8.34	100.24	--	--	1.55	18.29	14.12	--	--
1.60	8.30	106.77	--	--	1.60	17.37	14.64	--	--
1.65	8.26	113.48	--	--	1.65	16.55	15.19	--	--
1.70	8.22	120.35	--	--	1.70	15.82	15.75	--	--
1.75	8.19	127.39	--	--	1.75	15.16	16.34	--	--
1.80	8.16	134.59	--	--	1.80	14.57	16.94	--	--
1.85	8.14	141.94	--	--	1.85	14.03	17.57	--	--
1.90	8.12	149.44	--	--	1.90	13.55	18.22	--	--
1.95	8.11	157.08	--	--	1.95	13.11	18.89	--	--
2.00	8.09	164.87	--	--	2.00	12.71	19.58	--	--

TABLA C.8



Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy	Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	26.32	18.79	--	-3.40	0.50	207.90	8.00	-33.10	--
0.55	22.20	20.37	--	-3.73	0.55	166.58	8.06	-26.99	--
0.60	19.19	22.20	--	-4.10	0.60	136.56	8.27	-22.50	--
0.65	16.96	24.31	--	-4.50	0.65	114.14	8.48	-19.09	--
0.70	15.26	26.69	--	-4.95	0.70	97.00	8.69	-16.46	--
0.75	13.95	29.36	--	-5.44	0.75	83.65	8.93	-14.38	--
0.80	12.92	32.31	--	-5.97	0.80	73.07	9.18	-12.71	--
0.85	12.11	35.56	--	-6.54	0.85	64.56	9.46	-11.35	--
0.90	11.46	39.12	--	-7.15	0.90	57.63	9.78	-10.23	--
0.95	10.93	42.98	--	-7.81	0.95	51.92	10.12	-9.30	--
1.00	10.49	47.16	--	-8.51	1.00	47.16	10.49	-8.51	--
1.05	10.13	51.67	--	-9.26	1.05	43.17	10.91	-7.84	--
1.10	9.83	56.51	--	-10.05	1.10	39.80	11.35	-7.27	--
1.15	9.58	61.68	--	-10.89	1.15	36.92	11.84	-6.77	--
1.20	9.37	67.20	--	-11.78	1.20	34.44	12.36	-6.34	--
1.25	9.18	73.07	--	-12.71	1.25	32.31	12.92	-5.97	--
1.30	9.02	79.30	--	-13.70	1.30	30.46	13.53	-5.64	--
1.35	8.88	85.89	--	-14.73	1.35	28.84	14.17	-5.35	--
1.40	8.76	92.86	--	-15.82	1.40	27.42	14.85	-5.09	--
1.45	8.65	100.20	--	-16.95	1.45	26.18	15.58	-4.86	--
1.50	8.55	107.93	--	-18.14	1.50	25.07	16.34	-4.65	--
1.55	8.46	116.05	--	-19.39	1.55	24.09	17.15	-4.46	--
1.60	8.37	124.57	--	-20.68	1.60	23.22	18.00	-4.30	--
1.65	8.29	133.49	--	-22.03	1.65	22.45	18.89	-4.14	--
1.70	8.22	142.83	--	-23.44	1.70	21.75	19.82	-4.01	--
1.75	8.15	152.58	--	-24.91	1.75	21.12	20.80	-3.88	--
1.80	8.09	162.76	--	-26.43	1.80	20.56	21.82	-3.77	--
1.85	8.02	173.39	--	-28.01	1.85	20.05	22.88	-3.66	--
1.90	8.00	184.44	--	-29.64	1.90	19.59	23.98	-3.57	--
1.95	8.00	195.94	--	-31.34	1.95	19.17	25.13	-3.48	--
2.00	8.00	207.90	--	-33.10	2.00	18.79	26.32	-3.40	--

TABLA C.9

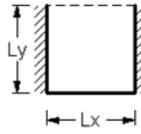


L _y /L _x	F _x	F _y	S _x	S _y	L _y /L _x	F _x	F _y	S _x	S _y
0.50	21.43	14.50	-8.63	--	0.50	194.33	10.49	--	-8.00
0.55	19.11	16.57	-8.40	--	0.55	161.71	10.47	--	-8.00
0.60	17.36	18.95	-8.25	--	0.60	136.37	10.50	--	-8.00
0.65	16.03	21.65	-8.14	--	0.65	116.39	10.56	--	-7.98
0.70	14.98	24.67	-8.06	--	0.70	100.37	10.66	--	-7.95
0.75	14.16	27.98	-8.00	--	0.75	87.39	10.79	--	-7.93
0.80	13.49	31.60	-7.96	--	0.80	76.73	10.95	--	-7.92
0.85	12.96	35.51	-7.93	--	0.85	67.88	11.14	--	-7.91
0.90	12.52	39.70	-7.92	--	0.90	60.49	11.35	--	-7.90
0.95	12.15	44.18	-7.90	--	0.95	54.25	11.59	--	-7.90
1.00	11.85	48.94	-7.90	--	1.00	48.94	11.85	--	-7.90
1.05	11.60	53.98	-7.90	--	1.05	44.40	12.14	--	-7.90
1.10	11.40	59.28	-7.90	--	1.10	40.50	12.45	--	-7.91
1.15	11.22	64.84	-7.90	--	1.15	37.11	12.77	--	-7.93
1.20	11.08	70.65	-7.91	--	1.20	34.17	13.12	--	-7.94
1.25	10.95	76.72	-7.92	--	1.25	31.60	13.49	--	-7.96
1.30	10.85	83.04	-7.93	--	1.30	29.34	13.89	--	-7.98
1.35	10.77	89.60	-7.94	--	1.35	27.34	14.30	--	-8.01
1.40	10.70	96.39	-7.95	--	1.40	25.58	14.73	--	-8.04
1.45	10.64	103.41	-7.96	--	1.45	24.02	15.18	--	-8.07
1.50	10.59	110.66	-7.97	--	1.50	22.62	15.65	--	-8.11
1.55	10.55	118.13	-7.98	--	1.55	21.38	16.14	--	-8.14
1.60	10.52	125.81	-7.99	--	1.60	20.26	16.65	--	-8.19
1.65	10.50	133.70	-8.00	--	1.65	19.26	17.18	--	-8.23
1.70	10.49	141.79	-8.00	--	1.70	18.36	17.73	--	-8.28
1.75	10.48	150.09	-8.00	--	1.75	17.55	18.30	--	-8.33
1.80	10.47	158.57	-8.00	--	1.80	16.81	18.89	--	-8.38
1.85	10.47	167.24	-8.00	--	1.85	16.15	19.50	--	-8.44
1.90	10.47	176.11	-8.00	--	1.90	15.55	20.12	--	-8.50
1.95	10.48	185.14	-8.00	--	1.95	15.00	20.77	--	-8.56
2.00	10.49	194.34	-8.00	--	2.00	14.50	21.43	--	-8.63

TABLA C.10

$$M_{fx} = \frac{q \cdot L_x^2}{F_x} \quad M_{sx} = \frac{q \cdot L_x^2}{S_x}$$

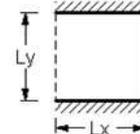
$$M_{fy} = \frac{q \cdot L_y^2}{F_y} \quad M_{sy} = \frac{q \cdot L_y^2}{S_y}$$



Tipo 10a

$$M_{fx} = \frac{q \cdot L_x^2}{F_x} \quad M_{sx} = \frac{q \cdot L_x^2}{S_x}$$

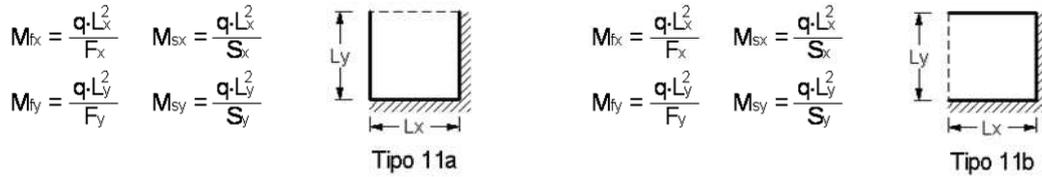
$$M_{fy} = \frac{q \cdot L_y^2}{F_y} \quad M_{sy} = \frac{q \cdot L_y^2}{S_y}$$



Tipo 10b

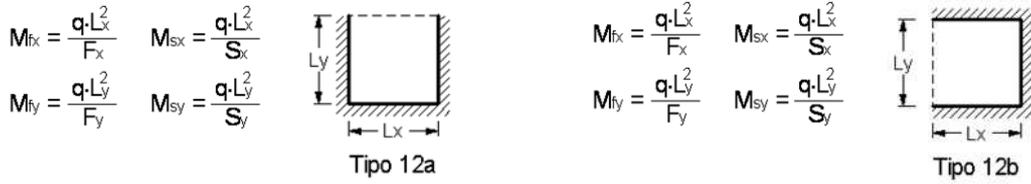
Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy	Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	23.60	15.85	-11.21	--	0.50	217.25	12.14	--	-12.00
0.55	21.24	18.16	-11.18	--	0.55	179.79	12.19	--	-12.00
0.60	19.48	20.81	-11.19	--	0.60	151.06	12.28	--	-12.00
0.65	18.12	23.80	-11.24	--	0.65	128.55	12.39	--	-12.00
0.70	17.06	27.11	-11.29	--	0.70	110.63	12.52	--	-11.96
0.75	16.22	30.75	-11.36	--	0.75	96.17	12.69	--	-11.92
0.80	15.54	34.72	-11.43	--	0.80	84.36	12.87	--	-11.88
0.85	14.99	39.01	-11.49	--	0.85	74.59	13.08	--	-11.83
0.90	14.54	43.61	-11.56	--	0.90	66.44	13.32	--	-11.78
0.95	14.16	48.52	-11.62	--	0.95	59.57	13.57	--	-11.72
1.00	13.85	53.75	-11.67	--	1.00	53.75	13.85	--	-11.67
1.05	13.58	59.27	-11.72	--	1.05	48.76	14.14	--	-11.62
1.10	13.36	65.10	-11.77	--	1.10	44.48	14.46	--	-11.57
1.15	13.17	71.23	-11.81	--	1.15	40.77	14.80	--	-11.52
1.20	13.01	77.65	-11.85	--	1.20	37.54	15.16	--	-11.47
1.25	12.87	84.36	-11.88	--	1.25	34.72	15.54	--	-11.43
1.30	12.76	91.36	-11.91	--	1.30	32.24	15.94	--	-11.39
1.35	12.65	98.64	-11.93	--	1.35	30.06	16.36	--	-11.35
1.40	12.57	106.19	-11.95	--	1.40	28.12	16.80	--	-11.31
1.45	12.49	114.02	-11.97	--	1.45	26.40	17.26	--	-11.28
1.50	12.43	122.13	-11.99	--	1.50	24.87	17.74	--	-11.25
1.55	12.37	130.50	-12.00	--	1.55	23.49	18.24	--	-11.23
1.60	12.33	139.13	-12.00	--	1.60	22.26	18.75	--	-11.21
1.65	12.29	148.03	-12.00	--	1.65	21.16	19.29	--	-11.20
1.70	12.25	157.18	-12.00	--	1.70	20.16	19.85	--	-11.18
1.75	12.23	166.59	-12.00	--	1.75	19.26	20.43	--	-11.18
1.80	12.20	176.24	-12.00	--	1.80	18.44	21.02	--	-11.17
1.85	12.18	186.14	-12.00	--	1.85	17.70	21.64	--	-11.18
1.90	12.17	196.27	-12.00	--	1.90	17.03	22.27	--	-11.18
1.95	12.15	206.65	-12.00	--	1.95	16.41	22.93	--	-11.20
2.00	12.14	217.26	-12.00	--	2.00	15.85	23.60	--	-11.21

TABLA C.11



Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy	Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	25.99	19.18	-11.76	-3.99	0.50	232.67	10.24	-49.59	-8.00
0.55	22.31	21.00	-10.72	-4.52	0.55	191.06	10.24	-40.89	-8.00
0.60	19.65	23.22	-9.97	-5.12	0.60	159.34	10.24	-34.30	-7.97
0.65	17.67	25.84	-9.43	-5.79	0.65	134.73	10.41	-29.18	-7.94
0.70	16.19	28.87	-9.04	-6.54	0.70	115.29	10.59	-25.14	-7.92
0.75	15.05	32.28	-8.74	-7.35	0.75	99.73	10.79	-21.89	-7.92
0.80	14.16	36.09	-8.52	-8.23	0.80	87.12	11.00	-19.25	-7.93
0.85	13.46	40.28	-8.36	-9.18	0.85	76.79	11.23	-17.07	-7.94
0.90	12.91	44.85	-8.23	-10.20	0.90	68.24	11.49	-15.26	-7.98
0.95	12.46	49.80	-8.14	-11.29	0.95	61.11	11.78	-13.74	-8.00
1.00	12.09	55.11	-8.07	-12.44	1.00	55.11	12.09	-12.44	-8.07
1.05	11.79	60.80	-8.00	-13.67	1.05	50.04	12.44	-11.34	-8.14
1.10	11.54	66.85	-7.98	-14.96	1.10	45.72	12.82	-10.39	-8.22
1.15	11.33	73.25	-7.96	-16.32	1.15	42.02	13.23	-9.57	-8.31
1.20	11.15	80.01	-7.94	-17.75	1.20	38.84	13.68	-8.85	-8.41
1.25	11.00	87.12	-7.93	-19.25	1.25	36.09	14.16	-8.23	-8.52
1.30	10.87	94.57	-7.92	-20.81	1.30	33.70	14.68	-7.68	-8.65
1.35	10.75	102.36	-7.92	-22.44	1.35	31.62	15.24	-7.19	-8.79
1.40	10.65	110.50	-7.92	-24.14	1.40	29.80	15.83	-6.76	-8.95
1.45	10.55	118.96	-7.93	-25.90	1.45	28.21	16.46	-6.38	-9.11
1.50	10.47	127.75	-7.93	-27.73	1.50	26.81	17.13	-6.03	-9.29
1.55	10.39	136.86	-7.94	-29.62	1.55	25.57	17.84	-5.73	-9.48
1.60	10.32	146.29	-7.95	-31.58	1.60	24.48	18.59	-5.45	-9.68
1.65	10.25	156.03	-7.96	-33.61	1.65	23.51	19.37	-5.20	-9.90
1.70	10.24	166.08	-7.97	-35.70	1.70	22.66	20.20	-4.97	-10.13
1.75	10.24	176.44	-7.98	-37.85	1.75	21.90	21.07	-4.77	-10.37
1.80	10.24	187.10	-8.00	-40.07	1.80	21.22	21.97	-4.58	-10.62
1.85	10.24	198.05	-8.00	-42.36	1.85	20.62	22.91	-4.41	-10.89
1.90	10.24	209.30	-8.00	-44.70	1.90	20.08	23.90	-4.26	-11.16
1.95	10.24	220.83	-8.00	-47.11	1.95	19.61	24.92	-4.12	-11.46
2.00	10.24	232.64	-8.00	-49.59	2.00	19.18	25.99	-3.99	-11.76

TABLA C.12



Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy	Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	27.22	19.64	-13.63	-4.93	0.50	235.85	12.00	-69.45	-12.00
0.55	23.64	21.80	-12.85	-5.75	0.55	197.20	12.00	-57.67	-12.00
0.60	21.07	24.41	-12.35	-6.67	0.60	166.81	12.16	-48.61	-11.98
0.65	19.18	27.44	-12.03	-7.69	0.65	142.59	12.35	-41.49	-11.94
0.70	17.76	30.91	-11.83	-8.81	0.70	123.08	12.53	-35.81	-11.90
0.75	16.68	34.79	-11.71	-10.03	0.75	107.18	12.71	-31.21	-11.85
0.80	15.84	39.07	-11.64	-11.35	0.80	94.10	12.91	-27.44	-11.80
0.85	15.19	43.75	-11.61	-12.77	0.85	83.25	13.13	-24.31	-11.75
0.90	14.67	48.82	-11.60	-14.28	0.90	74.17	13.36	-21.69	-11.70
0.95	14.25	54.25	-11.62	-15.89	0.95	66.53	13.63	-19.47	-11.67
1.00	13.92	60.05	-11.64	-17.58	1.00	60.05	13.92	-17.58	-11.64
1.05	13.64	66.20	-11.66	-19.38	1.05	54.52	14.24	-15.96	-11.62
1.10	13.41	72.69	-11.70	-21.26	1.10	49.78	14.59	-14.56	-11.61
1.15	13.22	79.51	-11.73	-23.23	1.15	45.69	14.97	-13.35	-11.61
1.20	13.05	86.65	-11.76	-25.29	1.20	42.15	15.39	-12.29	-11.62
1.25	12.91	94.10	-11.79	-27.44	1.25	39.07	15.84	-11.35	-11.64
1.30	12.79	101.85	-11.83	-29.67	1.30	36.39	16.33	-10.53	-11.68
1.35	12.68	109.89	-11.86	-32.00	1.35	34.04	16.86	-9.80	-11.73
1.40	12.58	118.20	-11.88	-34.40	1.40	31.98	17.42	-9.15	-11.79
1.45	12.49	126.79	-11.91	-36.89	1.45	30.16	18.02	-8.57	-11.86
1.50	12.41	135.63	-11.93	-39.46	1.50	28.55	18.66	-8.05	-11.95
1.55	12.33	144.71	-11.95	-42.11	1.55	27.13	19.34	-7.59	-12.06
1.60	12.26	154.04	-11.96	-44.84	1.60	25.87	20.05	-7.17	-12.17
1.65	12.19	163.58	-11.98	-47.66	1.65	24.75	20.81	-6.79	-12.30
1.70	12.12	173.34	-11.99	-50.54	1.70	23.75	21.60	-6.44	-12.45
1.75	12.05	183.32	-11.99	-53.51	1.75	22.86	22.44	-6.13	-12.61
1.80	12.00	193.47	-12.00	-56.55	1.80	22.07	23.32	-5.85	-12.78
1.85	12.00	203.82	-12.00	-59.66	1.85	21.36	24.23	-5.59	-12.97
1.90	12.00	214.33	-12.00	-62.85	1.90	20.72	25.19	-5.35	-13.18
1.95	12.00	225.01	-12.00	-66.12	1.95	20.16	26.19	-5.13	-13.39
2.00	12.00	235.84	-12.00	-69.45	2.00	19.65	27.22	-4.93	-13.63

ANEXO 5.- PROCEDIMIENTO APROXIMADO PARA CONSTRUIR DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS Y MUROS

5.1 COMPRESIÓN CÉNTRICA

$$\varnothing \cdot P_{on} = \varnothing \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y] \quad (5.1)$$

$$\varnothing \cdot P_{n(max)} = 0.80 \cdot \varnothing \cdot P_{on} \text{ para columnas con estribos} \quad (5.2)$$

$$\varnothing \cdot P_{n(max)} = 0.85 \cdot \varnothing \cdot P_{on} \text{ para columnas zunchadas} \quad (5.3)$$

Donde $\varnothing = 0.65$ para columnas con estribos

0.70 para columnas zunchadas

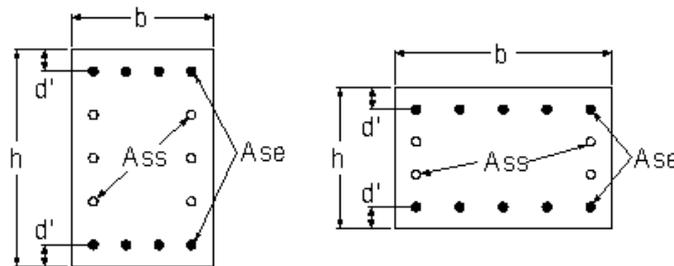
$A_g =$ Área bruta de la sección transversal [cm²]

$A_{st} =$ Área total de refuerzo longitudinal [cm²]

5.2 ESTADO DE DEFORMACIÓN BALANCEADA

5.2.1 Secciones Rectangulares, Incluyendo Muros

FIGURA 5.1



$$\varnothing \cdot P_{bn} = \varnothing \cdot 0.42 \cdot f'_c \cdot b \cdot h \quad (5.4)$$

$$\varnothing \cdot M_{bn} = \varnothing \cdot P_{bn} \cdot 0.32 \cdot h + \varnothing \cdot [0.6 \cdot A_{se} + 0.15 \cdot A_{ss}] \cdot f_y \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right) \quad (5.5)$$

Donde $\varnothing = 0.65$

$A_{se} =$ Armadura traccionada y comprimida en los extremos [cm²]

$A_{ss} =$ Armadura en los lados de la sección [cm²]

$A_{st} =$ Área total de refuerzo longitudinal = $A_{se} + A_{ss}$ [cm²]

5.2.2 Secciones Circulares Zunchadas:

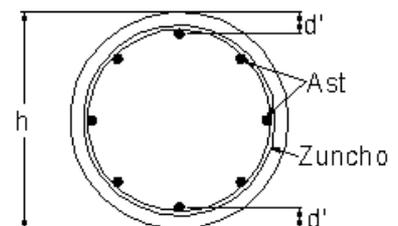
$$\varnothing \cdot P_{bn} = \varnothing \cdot 0.5 \cdot f'_c \cdot A_c \quad (5.6)$$

$$\varnothing \cdot M_{bn} = \varnothing \cdot P_{bn} \cdot 0.2 \cdot h + \varnothing \cdot 0.6 \cdot A_{st} \cdot f_y \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right) \quad (5.7)$$

Donde $\varnothing = 0.70$

$A_{st} =$ Área total de refuerzo longitudinal [cm²]

FIGURA 5.2



$A_c =$ Área del núcleo de la sección en una columna zunchada, hasta el diámetro exterior de la espiral [cm²]

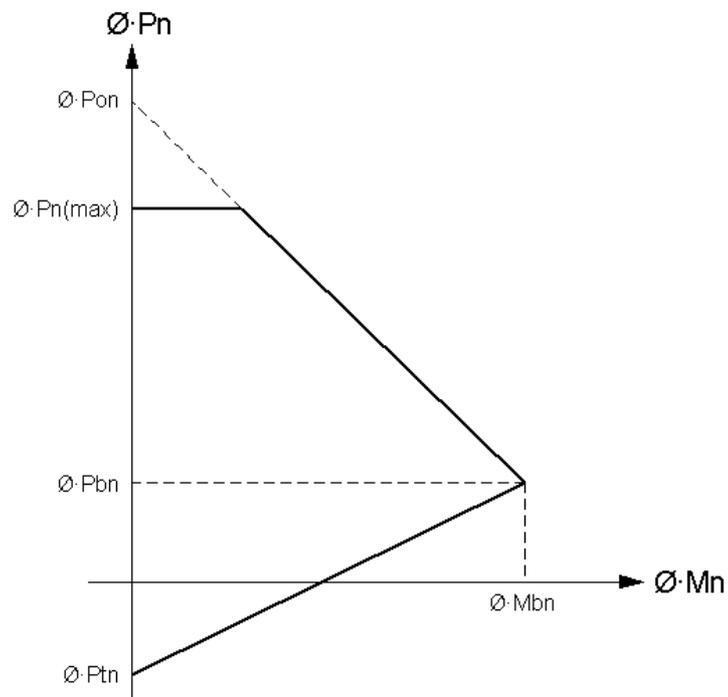
5.3 TRACCIÓN CÉNTRICA

$$\phi \cdot P_{tn} = -\phi \cdot A_{st} \cdot f_y \quad (5.8)$$

Donde $\phi = 0.90$
 $A_{st} =$ Área total de refuerzo longitudinal [cm²]

5.4 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

FIGURA 5.3



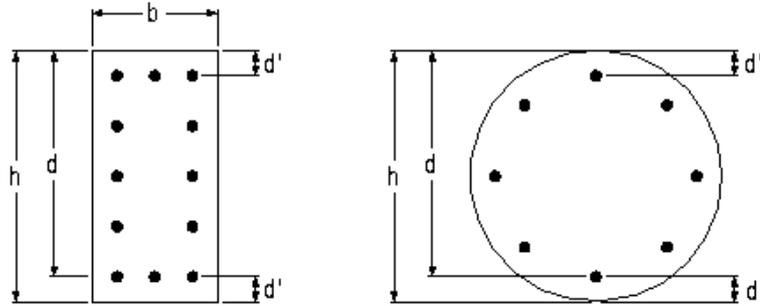
Para valores $P_u \geq \phi \cdot P_{bn}$: $M_u \leq \phi \cdot M_n = \frac{\phi \cdot P_{on} - P_u}{\phi \cdot P_{on} - \phi \cdot P_{bn}} \cdot \phi \cdot M_{bn}$ (5.9)

Para valores $P_u < \phi \cdot P_{bn}$: $M_u \leq \phi \cdot M_n = \frac{\phi \cdot P_{tn} + P_u}{\phi \cdot P_{bn} - \phi \cdot P_{tn}} \cdot \phi \cdot M_{bn}$ (5.10)

Signos: Compresión: positivo
 Tracción: negativo

ANEXO 6.- DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN ADIMENSIONALES PARA SECCIONES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA (FLEXO COMPRESIÓN)

FIGURA 6.1



$$n_u = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f'_c}$$

$$m_u = \frac{M_u}{b \cdot h^2 \cdot f'_c}$$

$$A_{s \text{ tot}} = W \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot h$$

PROHIBIDA LA VENTA

DIAGRAMA E.1
DIAGRAMA DE INTERACCION
 SECCION RECTANGULAR

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$d'/d = 0.10$

$A_s \text{ tot} = W \cdot (f_c/f_y) \cdot b \cdot h$

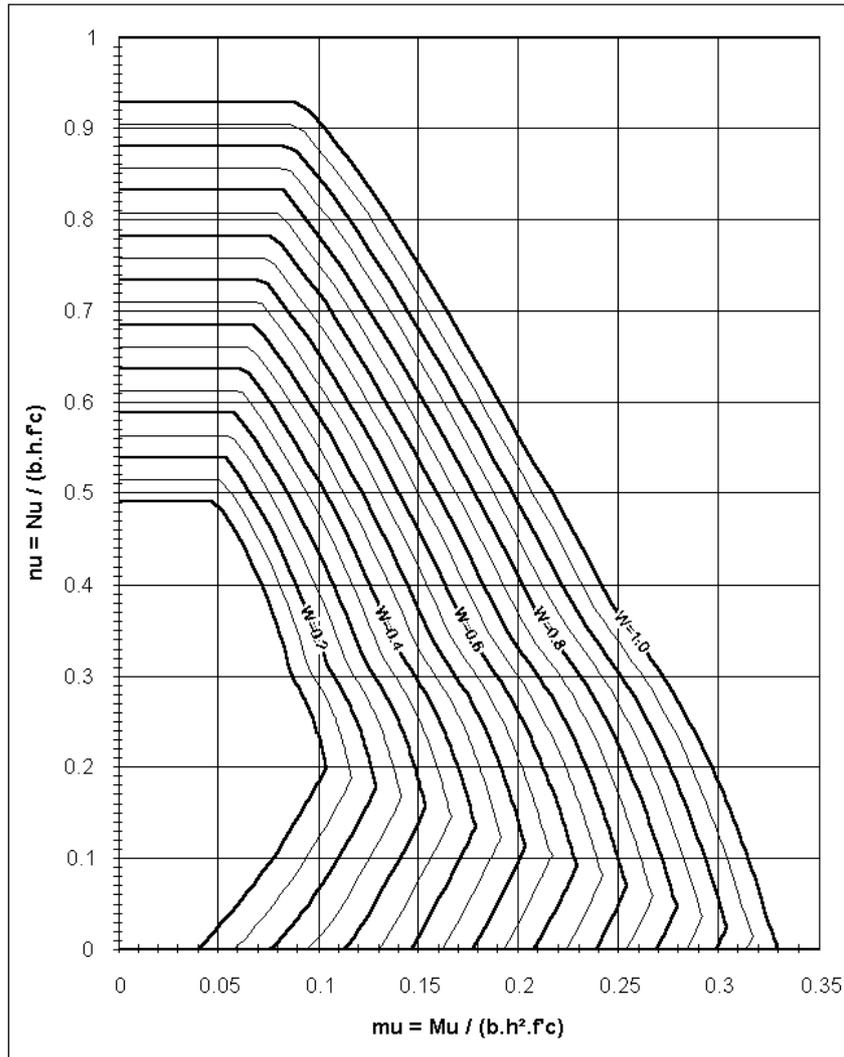
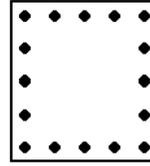


DIAGRAMA E.2
DIAGRAMA DE INTERACCION
 SECCION RECTANGULAR

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$d' / d = 0.15$

$A_s \text{ tot} = W \cdot (f_c / f_y) \cdot b \cdot h$

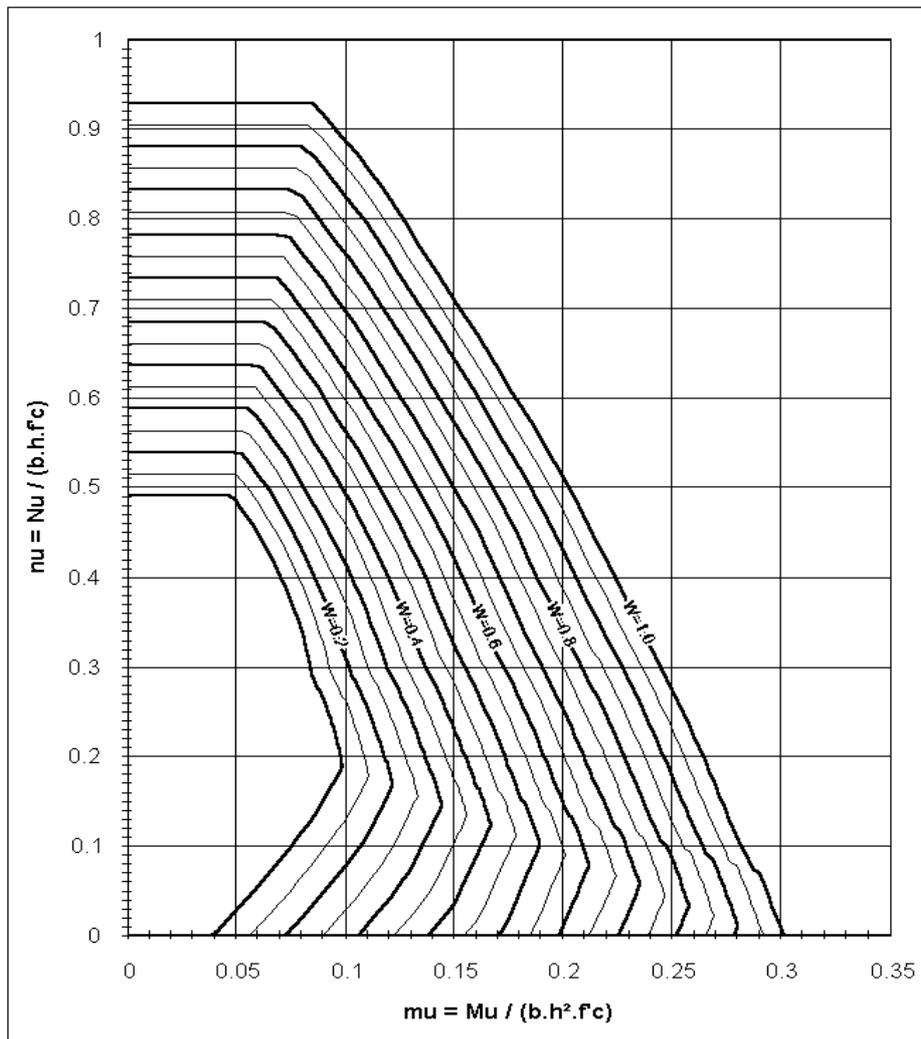
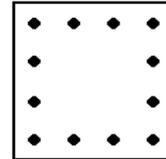


DIAGRAMA E.3
DIAGRAMA DE INTERACCION
SECCION RECTANGULAR

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$d' / d = 0.20$

$A_s \text{ tot} = W \cdot (f_c / f_y) \cdot b \cdot h$

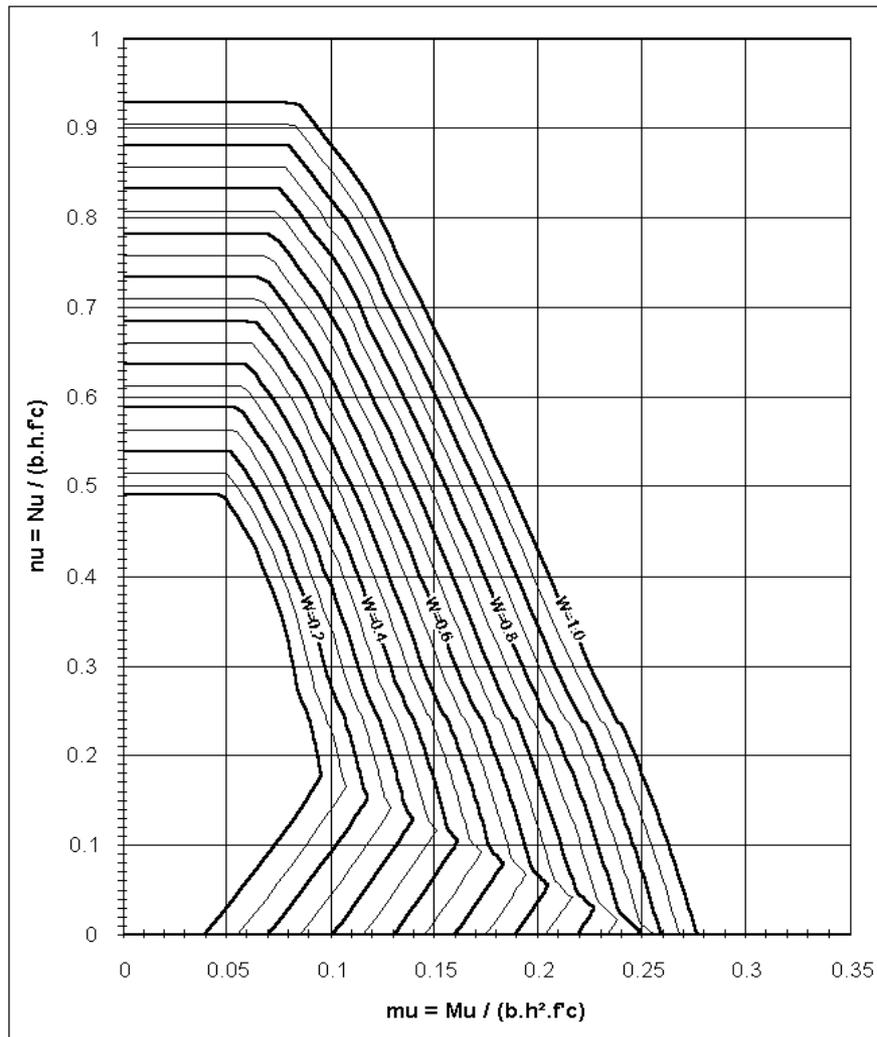
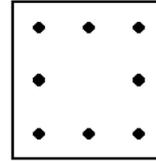


DIAGRAMA E.4
 DIAGRAMA DE INTERACCION
 SECCION RECTANGULAR

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$d' / d = 0.25$

$A_s \text{ tot} = W \cdot (f_c / f_y) \cdot b \cdot h$

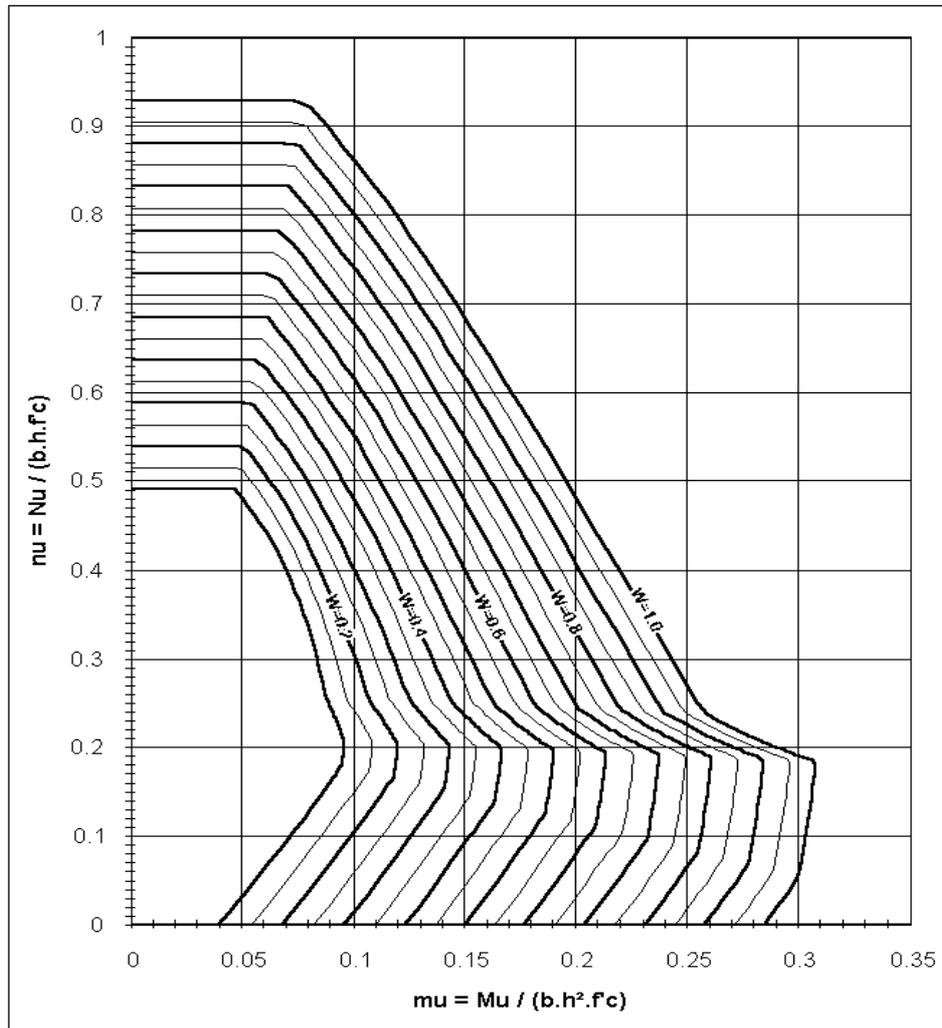
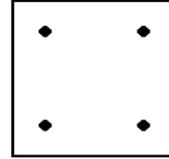


DIAGRAMA E.5
DIAGRAMA DE INTERACCION
 SECCION RECTANGULAR

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$d' / d = 0.10$

$A_s \text{ tot} = W \cdot (f_c / f_y) \cdot b \cdot h$

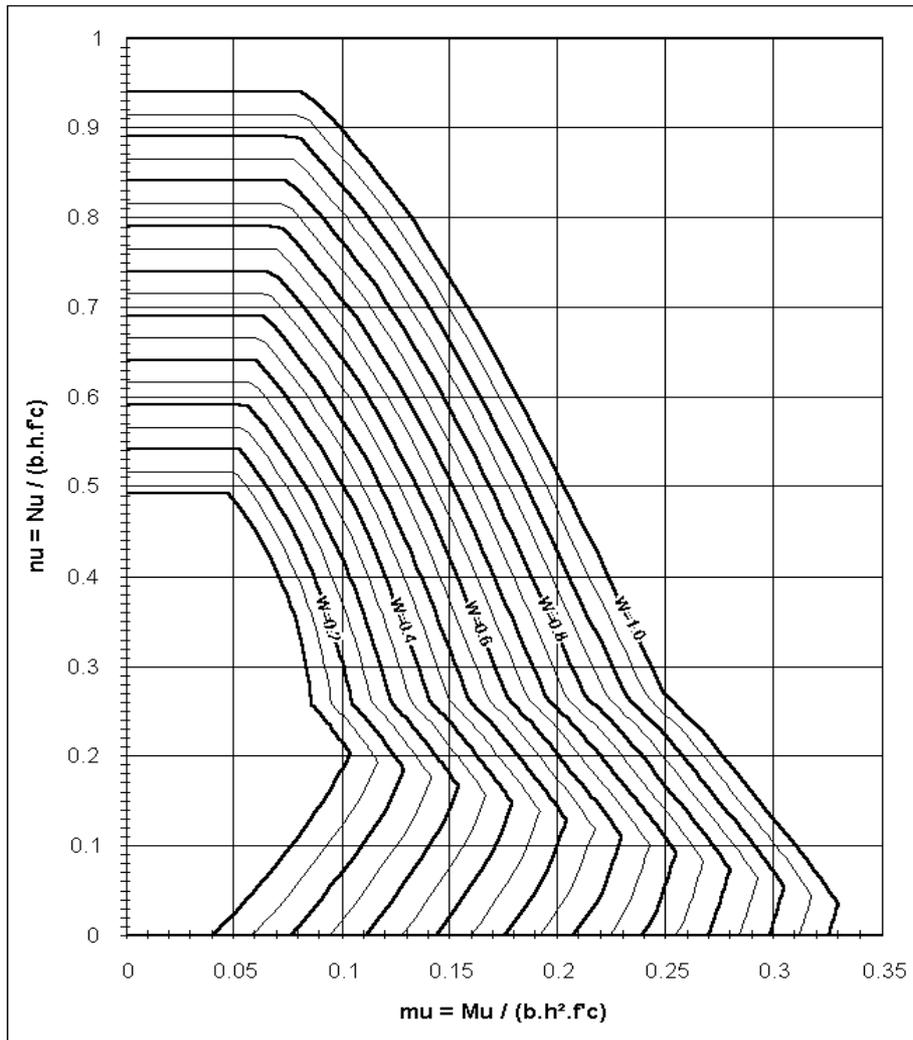
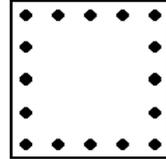


DIAGRAMA E.6
DIAGRAMA DE INTERACCION
SECCION RECTANGULAR

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$d' / d = 0.15$

$A_s \text{ tot} = W \cdot (f_c / f_y) \cdot b \cdot h$

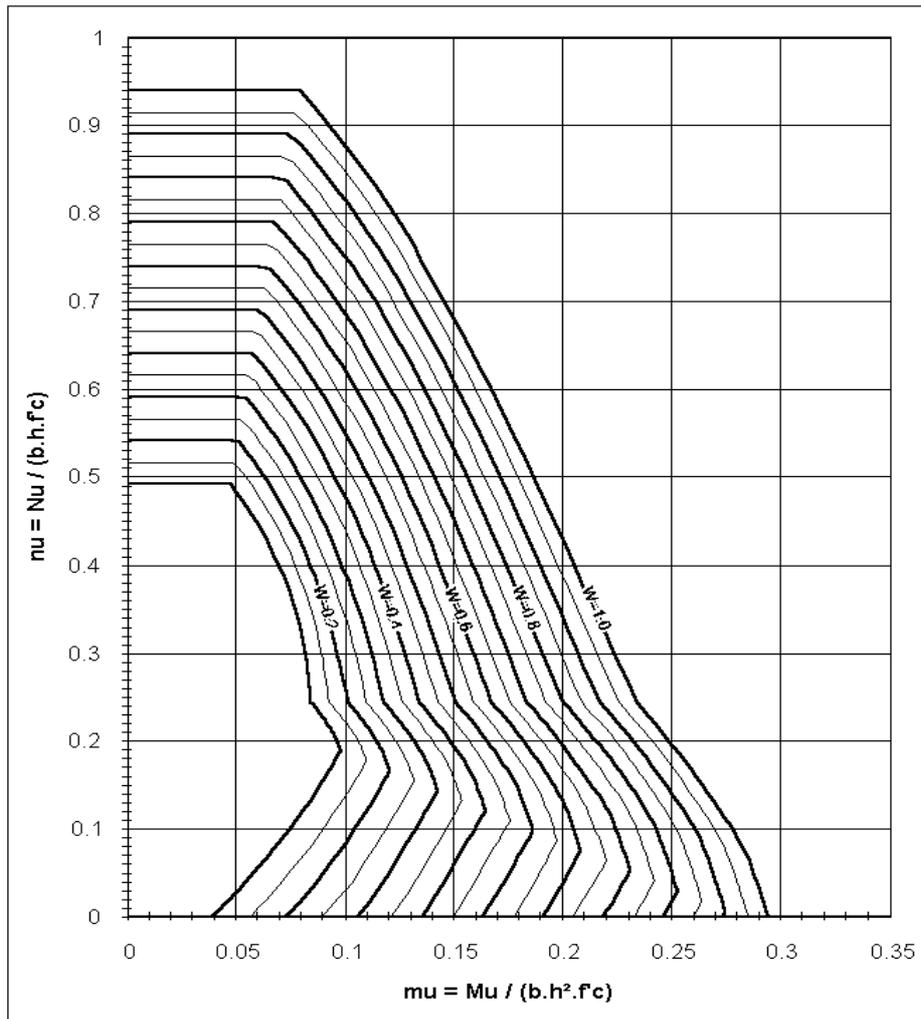
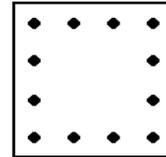


DIAGRAMA E.7
DIAGRAMA DE INTERACCION
SECCION RECTANGULAR

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$d' / d = 0.20$

$A_s \text{ tot} = W \cdot (f_c / f_y) \cdot b \cdot h$

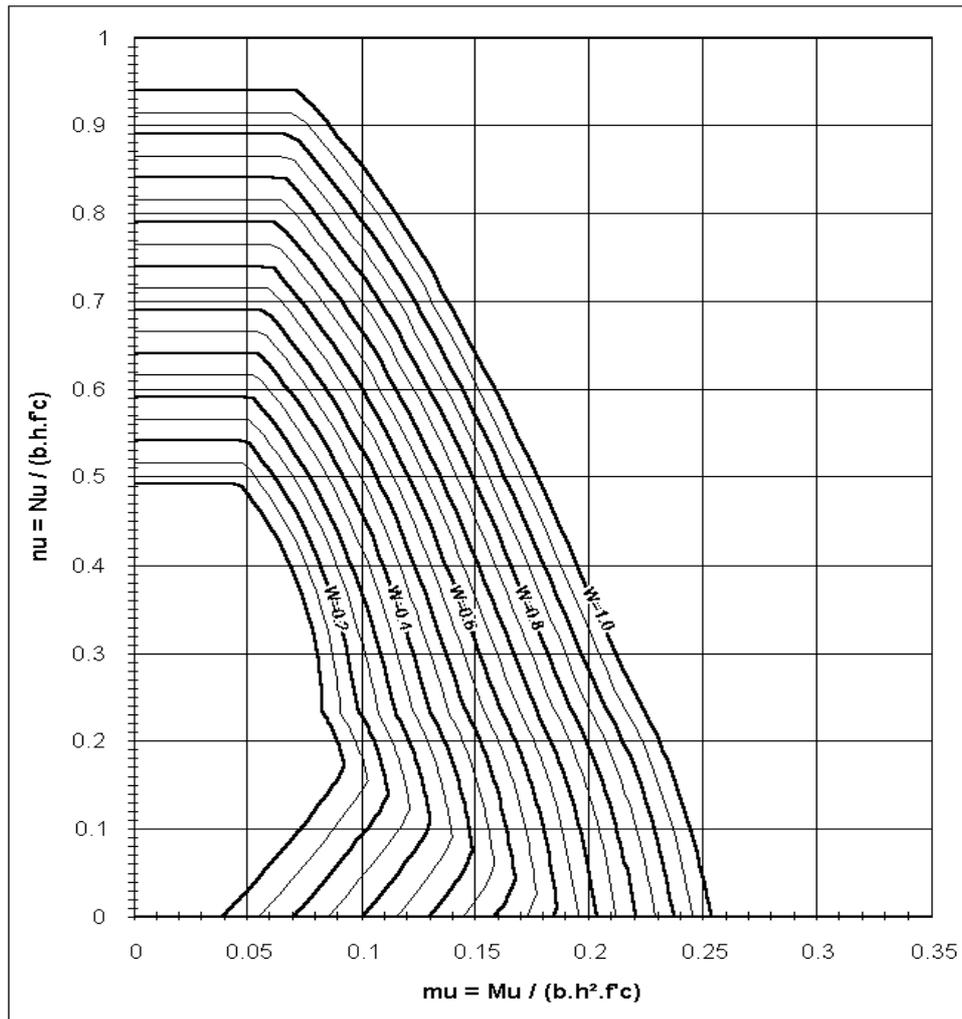
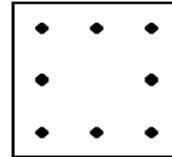


DIAGRAMA E.8
 DIAGRAMA DE INTERACCION
 SECCION RECTANGULAR

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$d' / d = 0.25$

$A_s \text{ tot} = W \cdot (f_c / f_y) \cdot b \cdot h$

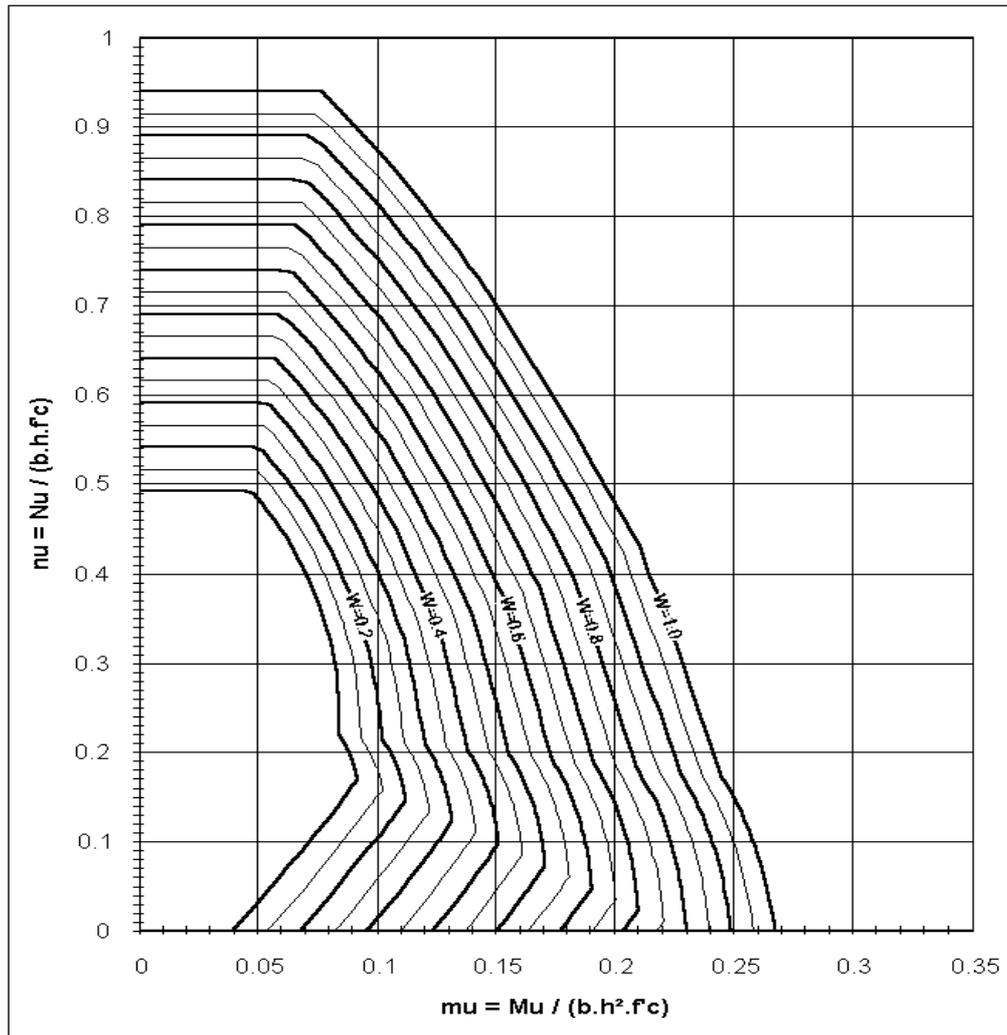
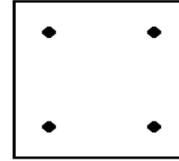


DIAGRAMA E.9
DIAGRAMA DE INTERACCION
 SECCION CIRCULAR

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$d'/d = 0.10$ $h = \text{diámetro}$

Columna zunchada

$A_s \text{ tot} = W \cdot (f_c/f_y) \cdot A_g$

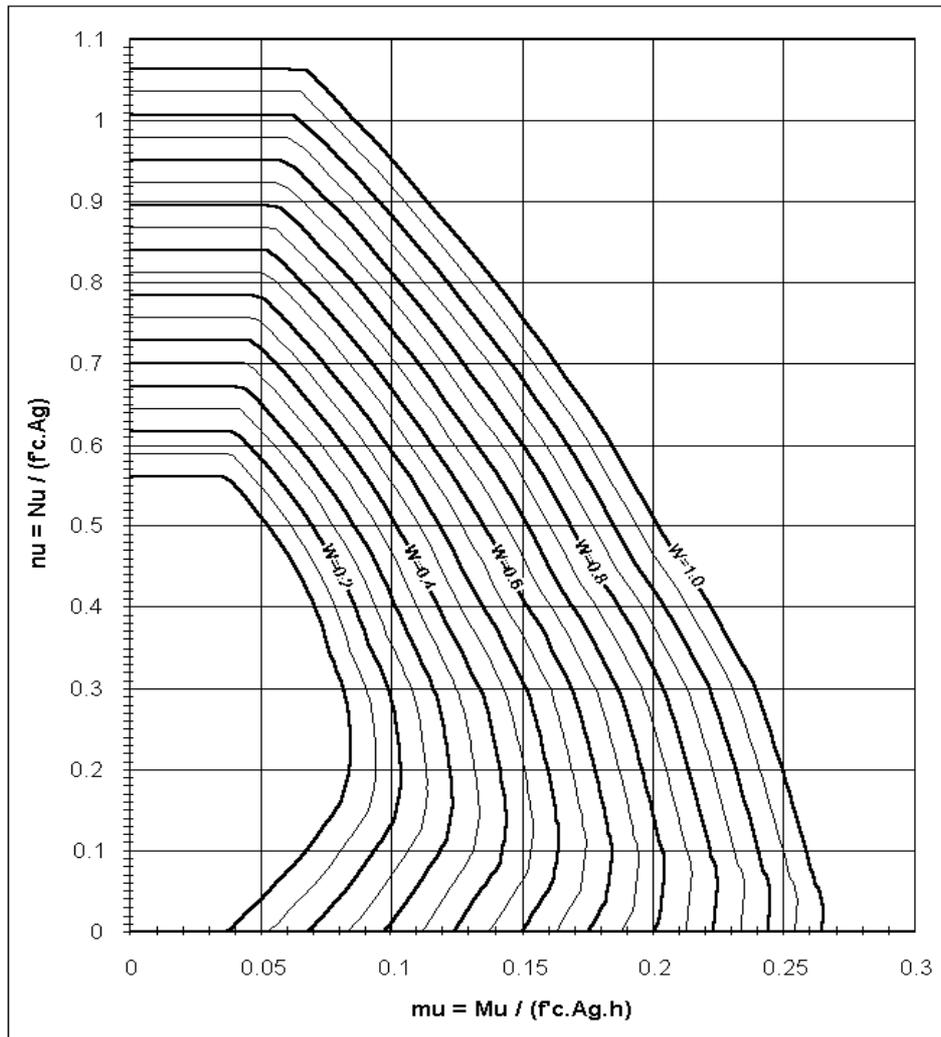
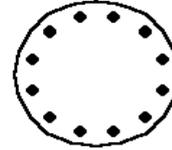
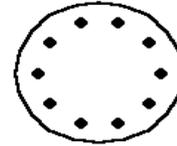


DIAGRAMA E.10
DIAGRAMA DE INTERACCION
 SECCION CIRCULAR

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$d' / d = 0.15$ $h = \text{diámetro}$



Columna zunchada

$$A_s \text{ tot} = W \cdot (f_c / f_y) \cdot A_g$$

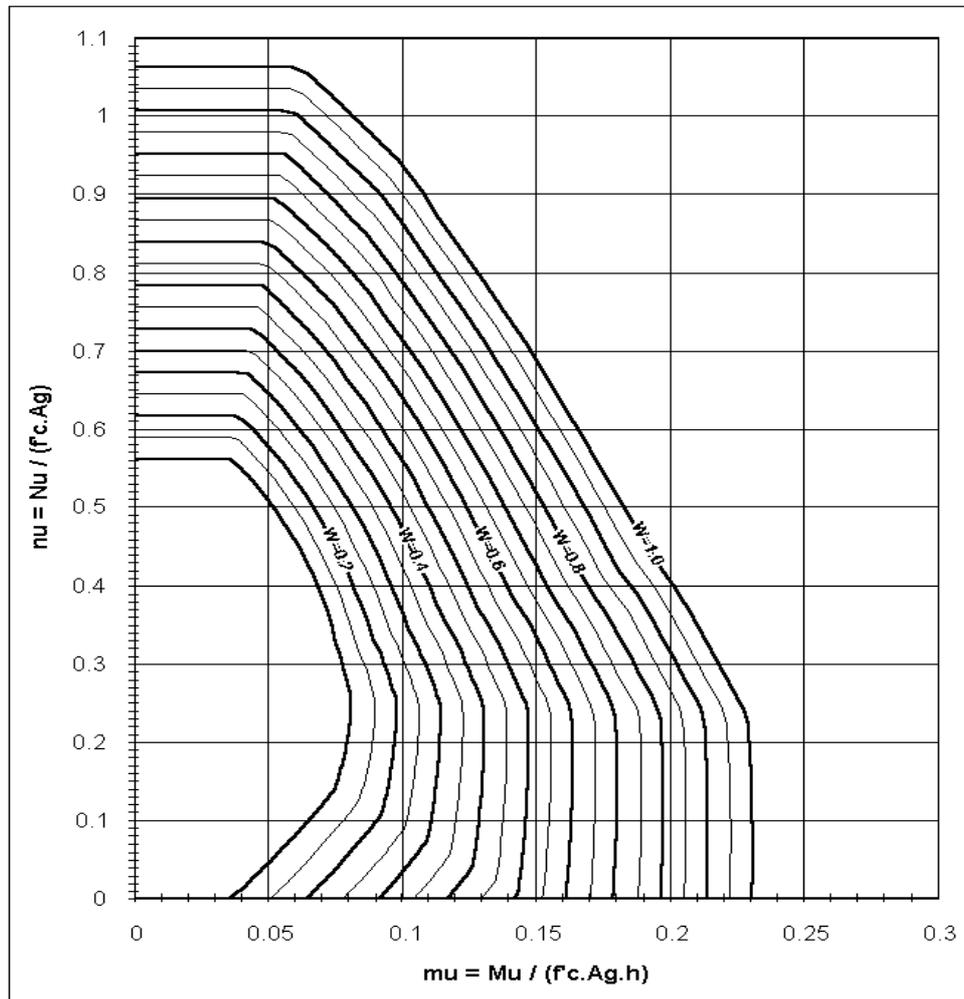


DIAGRAMA E.11
DIAGRAMA DE INTERACCION
 SECCION CIRCULAR

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$d' / d = 0.20$ $h = \text{diámetro}$

Columna zunchada

$A_{s \text{ tot}} = W \cdot (f_c / f_y) \cdot A_g$

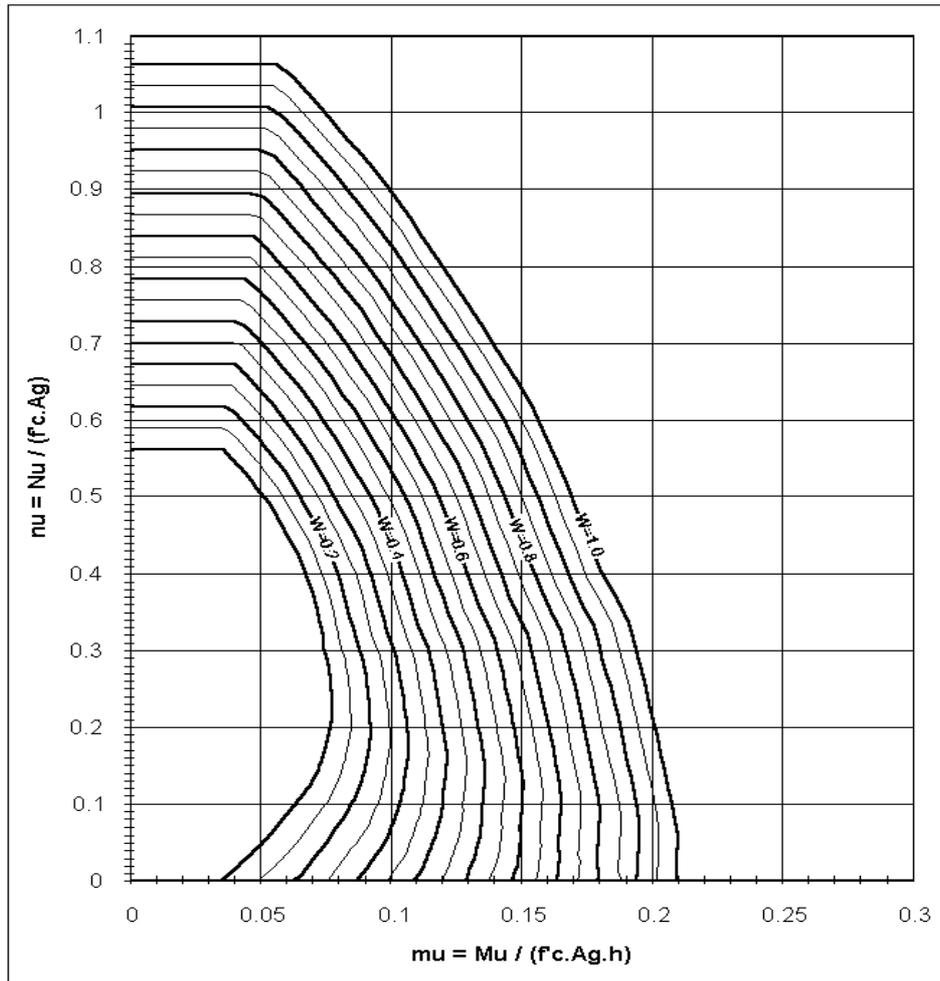
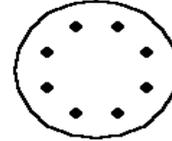


DIAGRAMA E.12
DIAGRAMA DE INTERACCION
 SECCION CIRCULAR

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$d' / d = 0.25$ $h = \text{diámetro}$

Columna zunchada

$A_s \text{ tot} = W.(f_c/f_y).A_g$

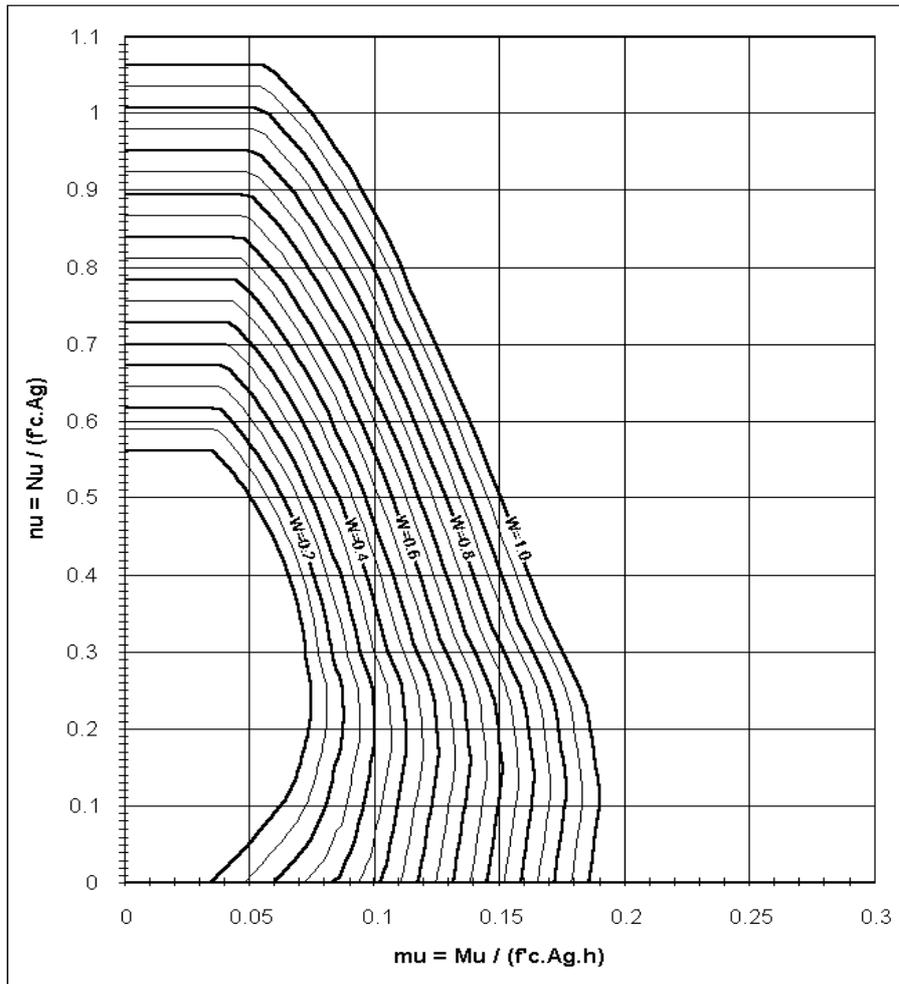
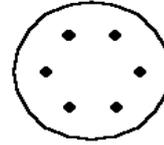
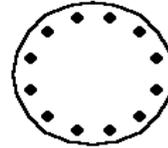


DIAGRAMA E.13
DIAGRAMA DE INTERACCION
 SECCION CIRCULAR

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$d' / d = 0.10$ $h = \text{diámetro}$



Columna zunchada

$A_s \text{ tot} = W \cdot (f_c / f_y) \cdot A_g$

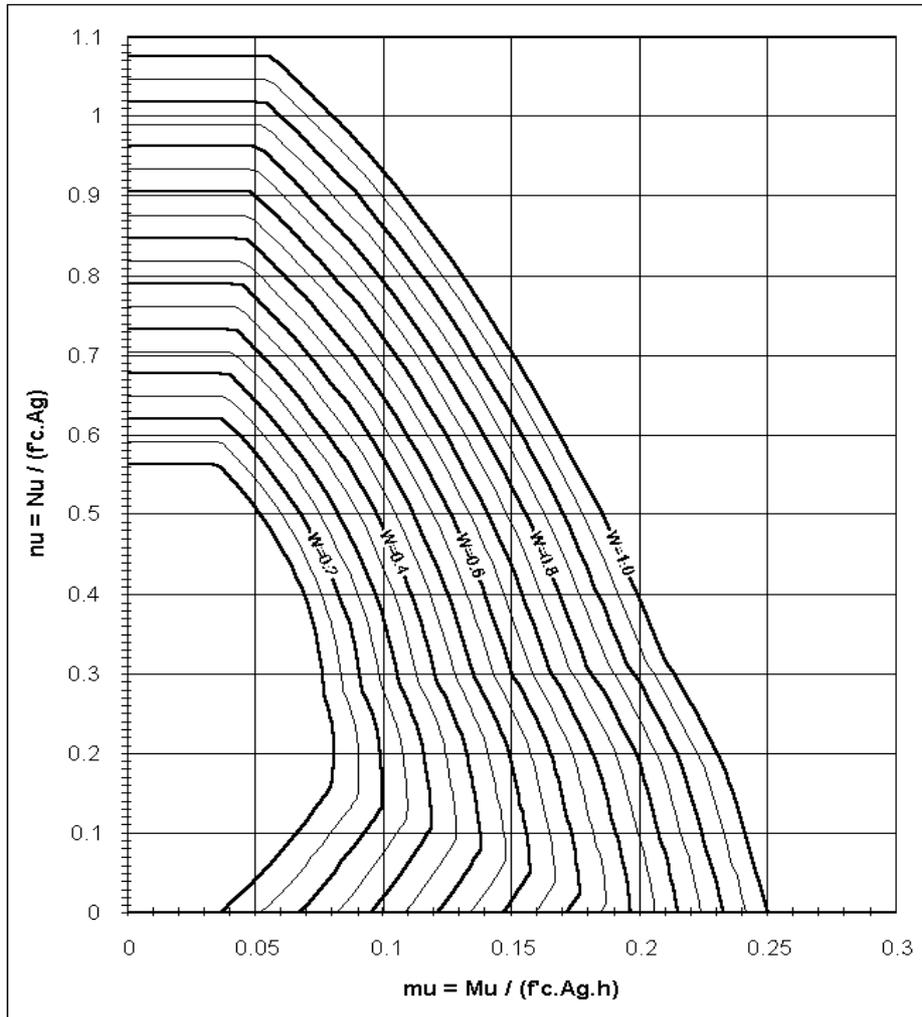
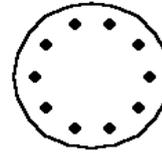


DIAGRAMA E.14
DIAGRAMA DE INTERACCION
 SECCION CIRCULAR

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$d' / d = 0.15$ $h = \text{diámetro}$



Columna zunchada

$A_s \text{ tot} = W \cdot (f_c / f_y) \cdot A_g$

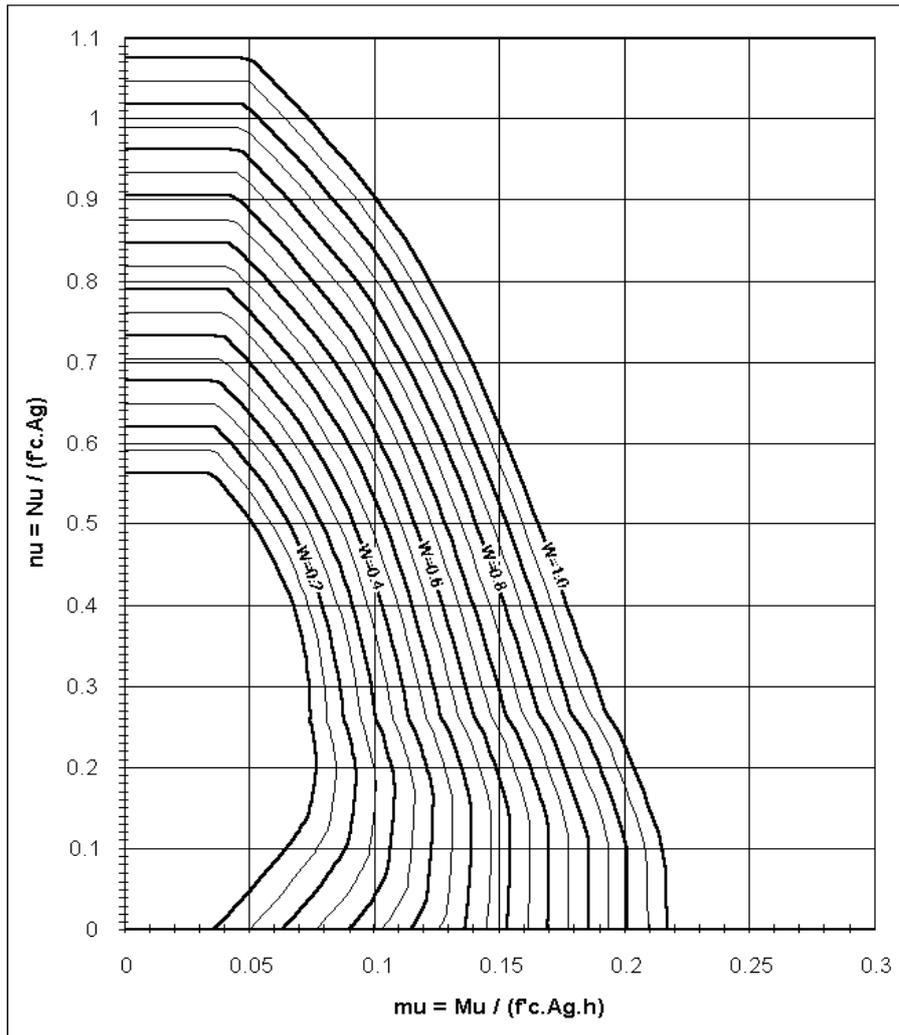


DIAGRAMA E.15
DIAGRAMA DE INTERACCION
 SECCION CIRCULAR

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$d' / d = 0.20$ $h = \text{diámetro}$

Columna zunchada

$A_s \text{ tot} = W.(f_c/f_y).A_g$

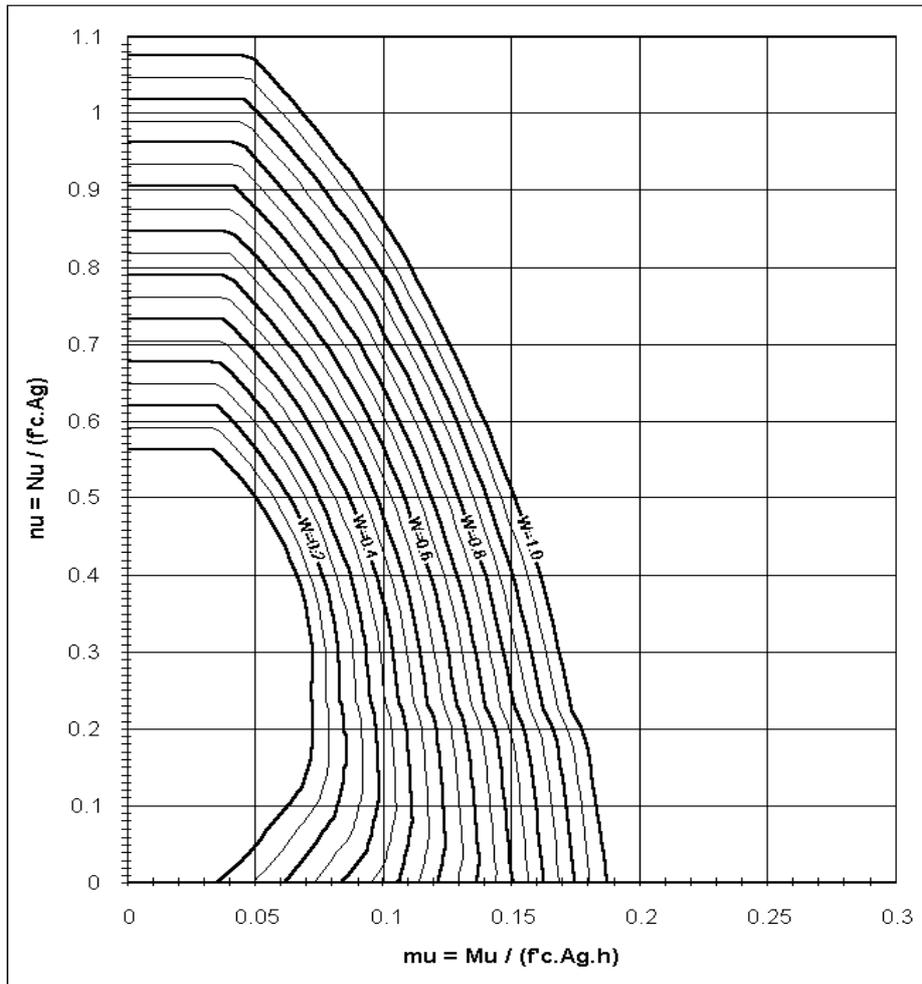
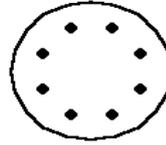
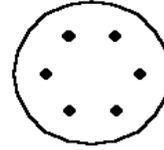


DIAGRAMA E.16
DIAGRAMA DE INTERACCION
SECCION CIRCULAR

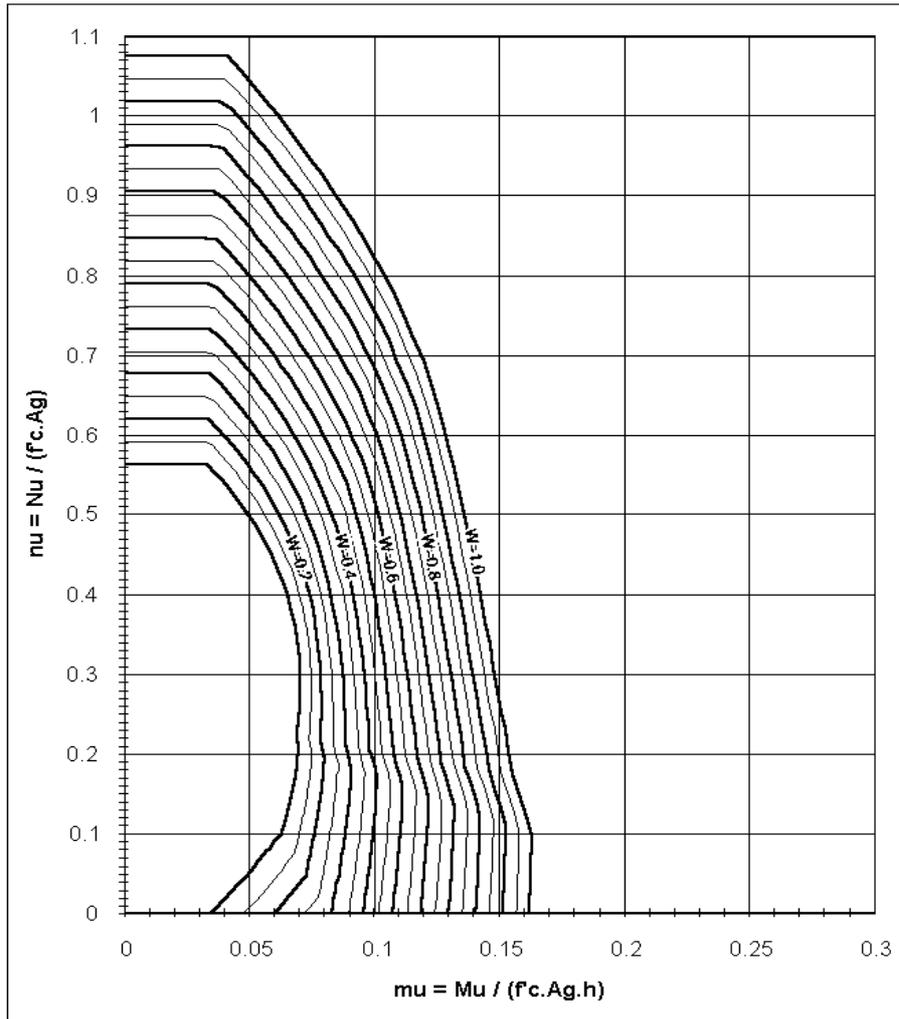
$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$d' / d = 0.25$ $h = \text{diámetro}$



Columna zunchada

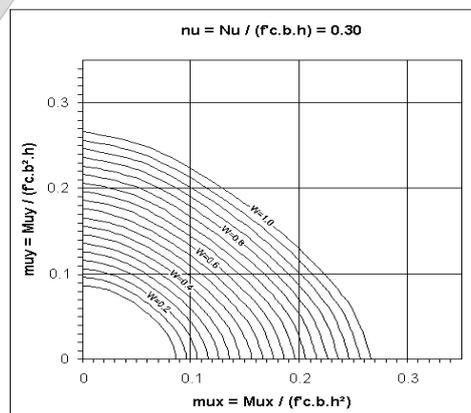
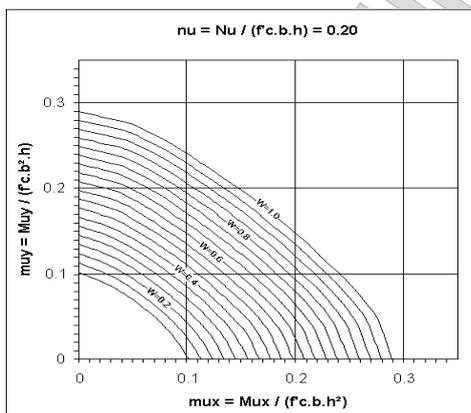
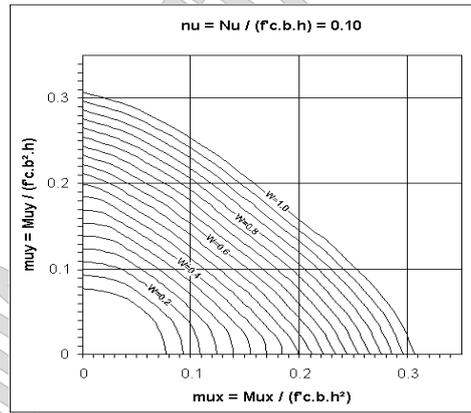
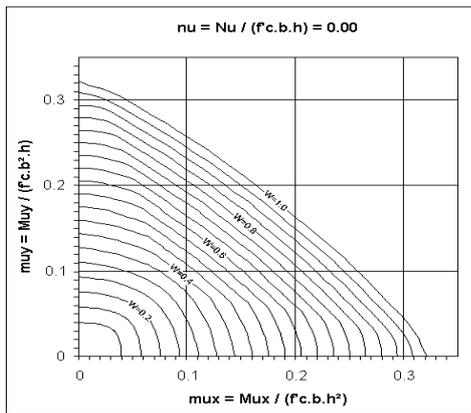
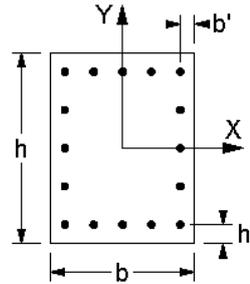
$A_s \text{ tot} = W \cdot (f_c / f_y) \cdot A_g$



ANEXO 7.- DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN ADIMENSIONALES PARA SECCIONES SOMETIDAS A FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA (FLEXO COMPRESIÓN ESVIADA)

**DIAGRAMA F.1
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA**

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $b'/b = h'/h = 0.10$
 $A_s \text{ total} = W \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot h$



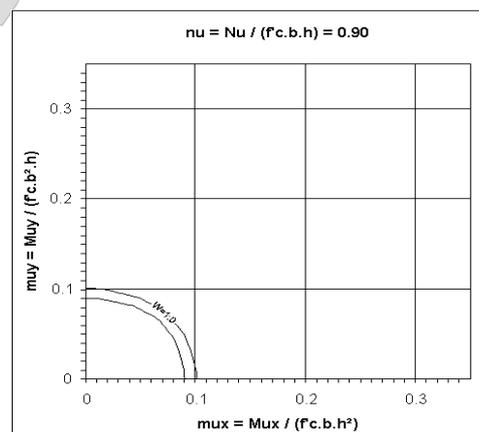
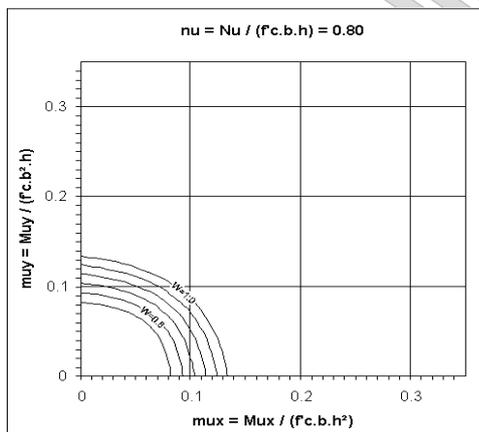
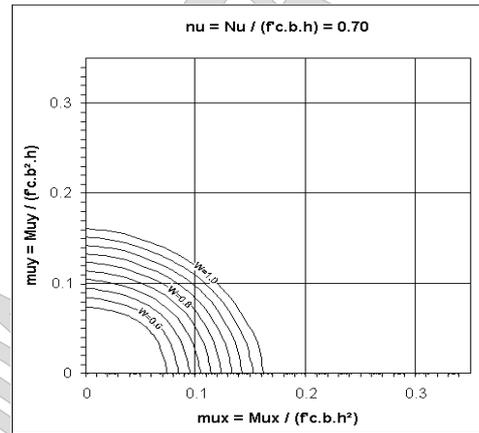
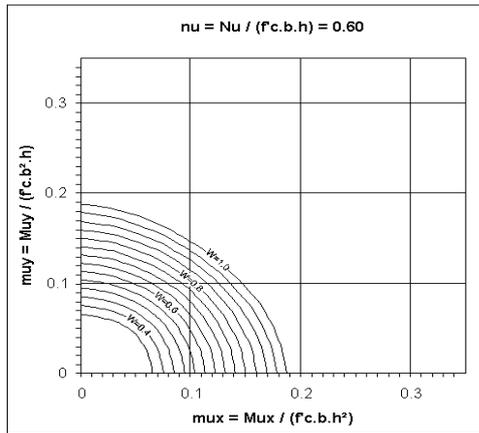
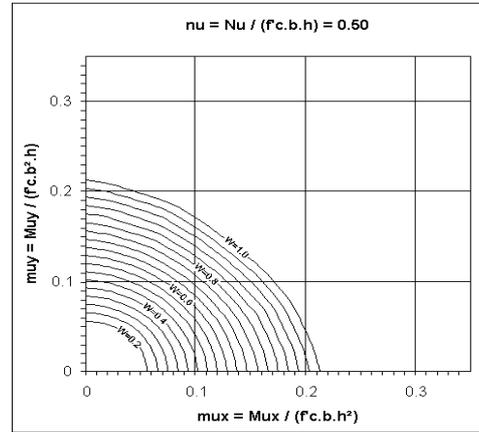
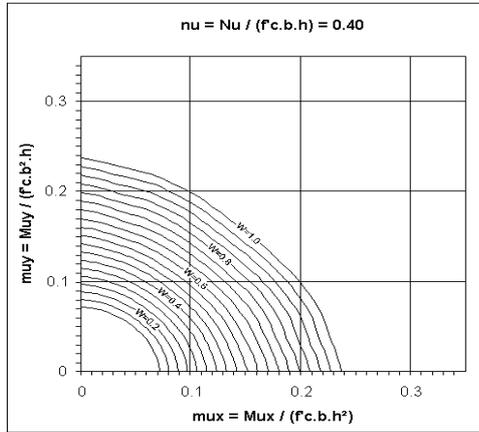
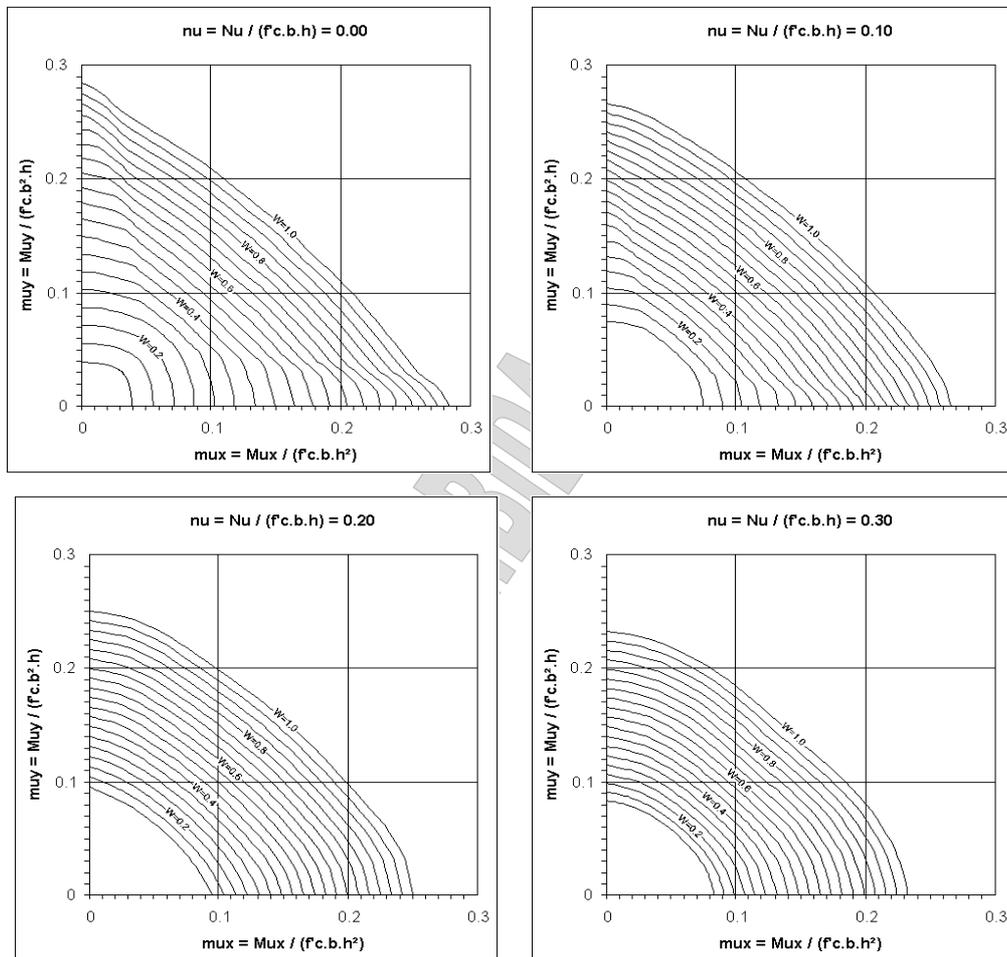
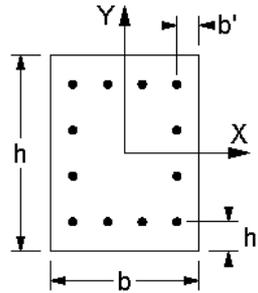


DIAGRAMA F.2
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $b'/b = h'/h = 0.15$

$$A_s \text{ total} = W \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot h$$



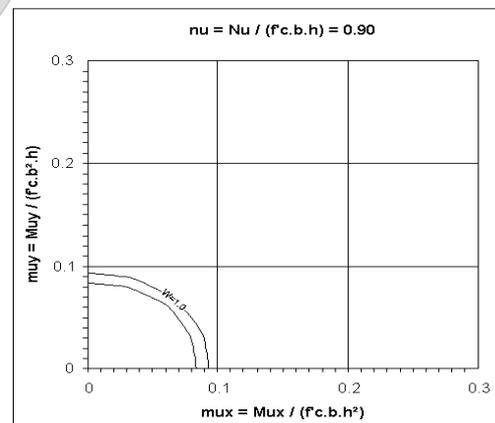
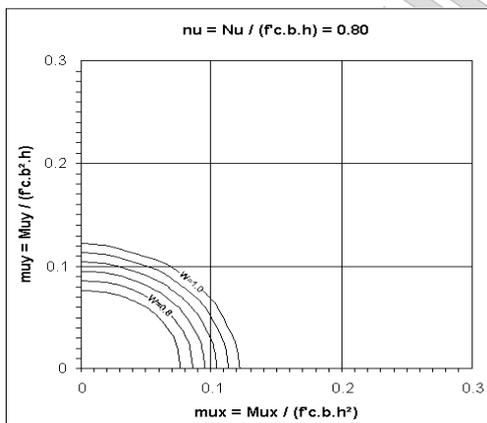
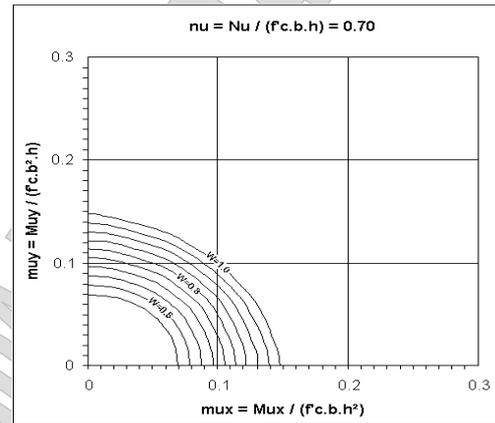
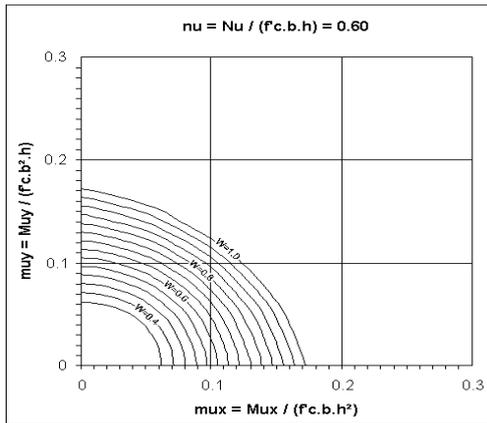
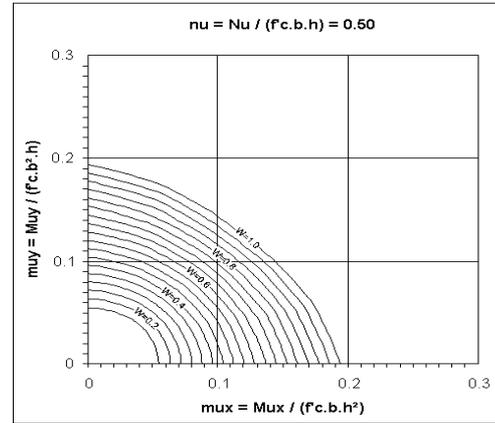
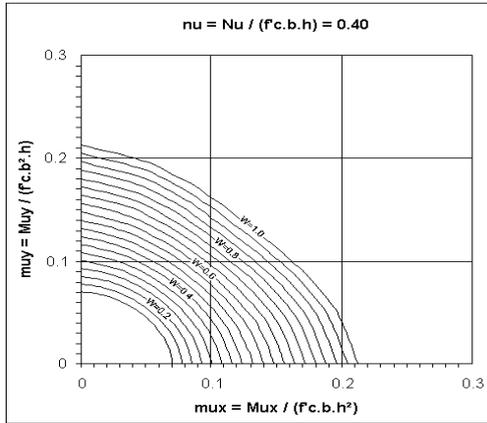
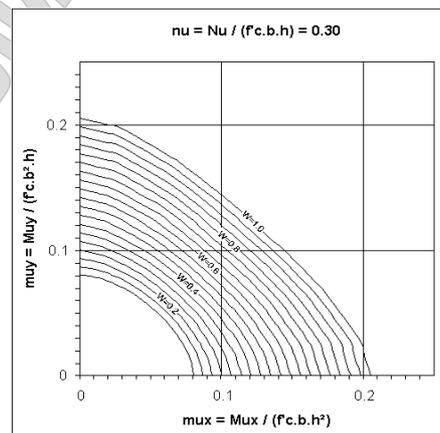
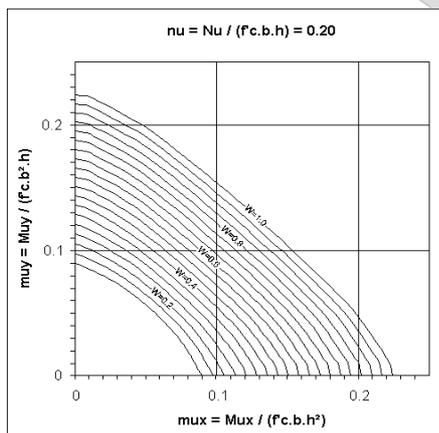
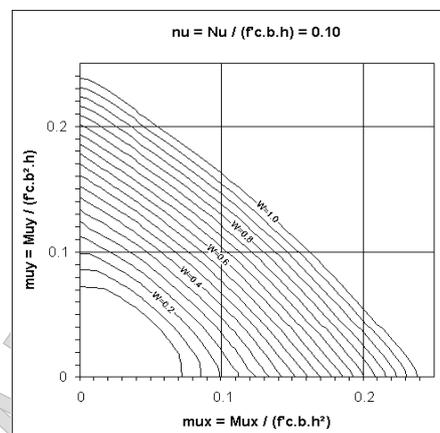
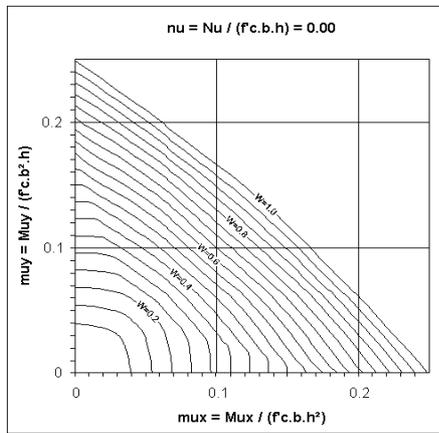
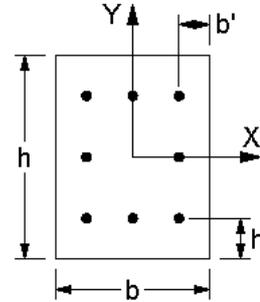


DIAGRAMA F.3
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $b'/b = h'/h = 0.20$

$$A_s \text{ total} = W \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot h$$



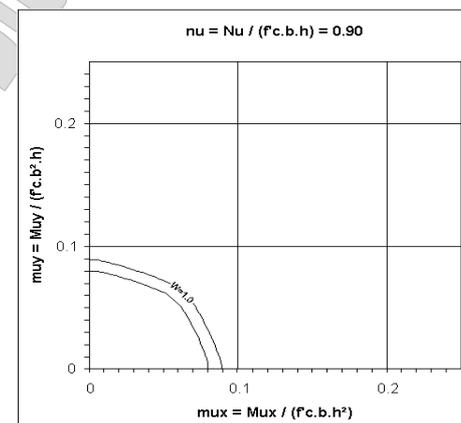
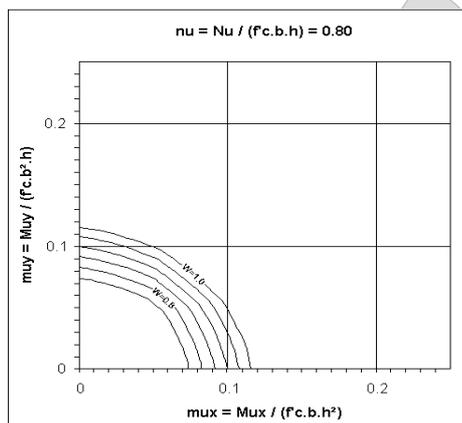
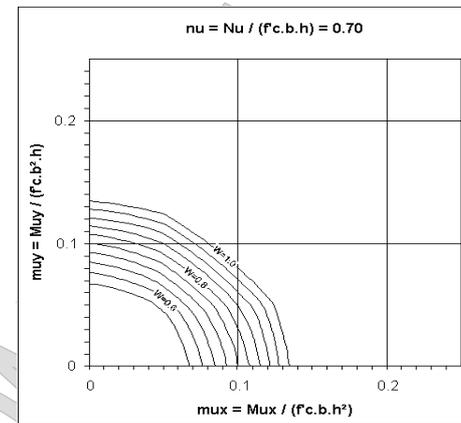
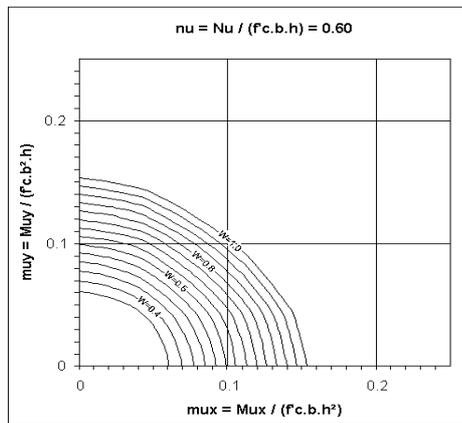
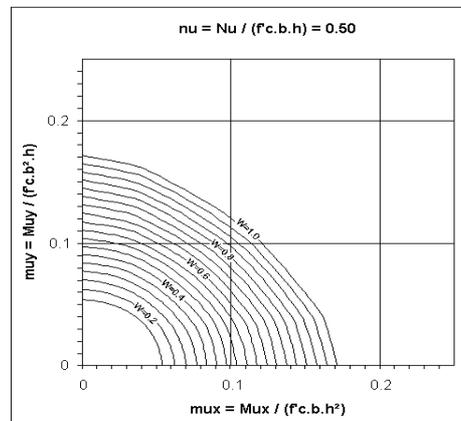
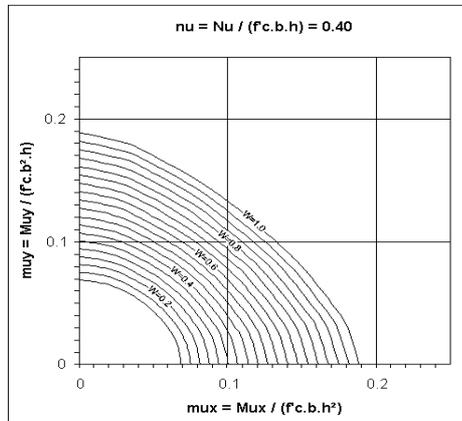
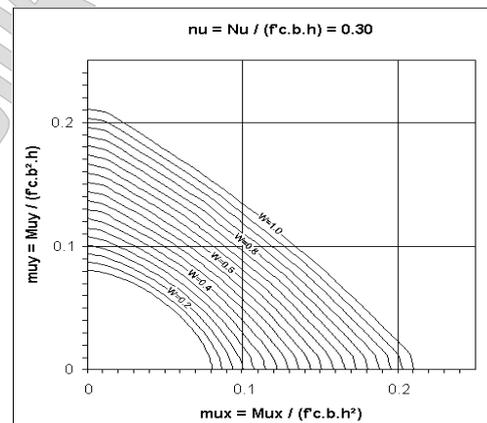
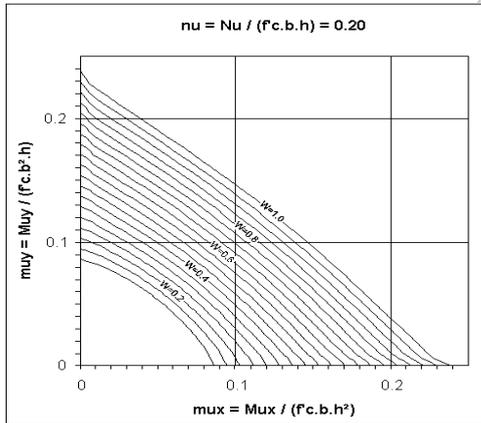
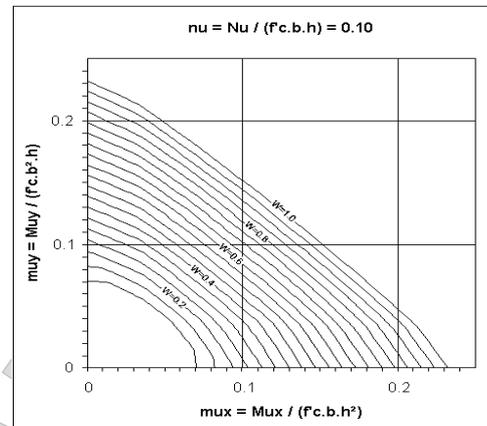
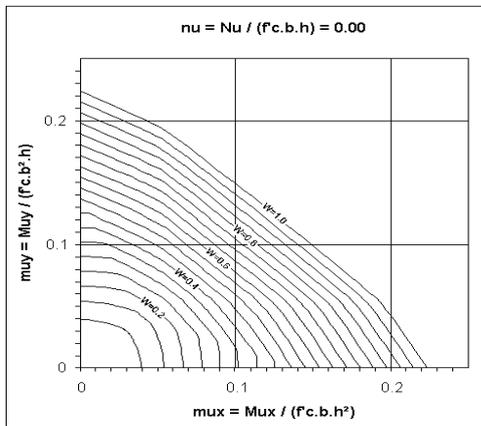
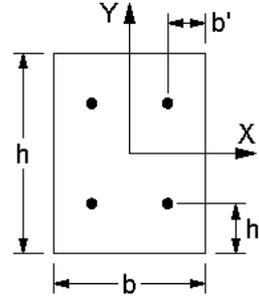


DIAGRAMA F.4
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $b'/b = h'/h = 0.25$

$$A_s \text{ total} = W \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot h$$



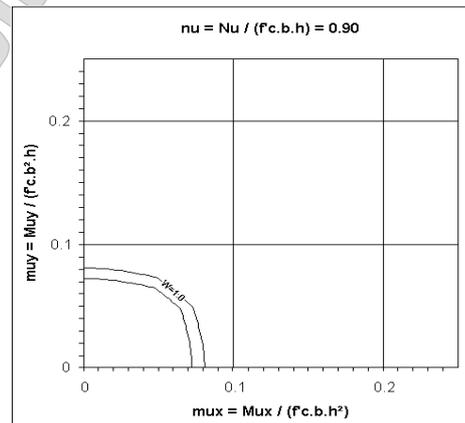
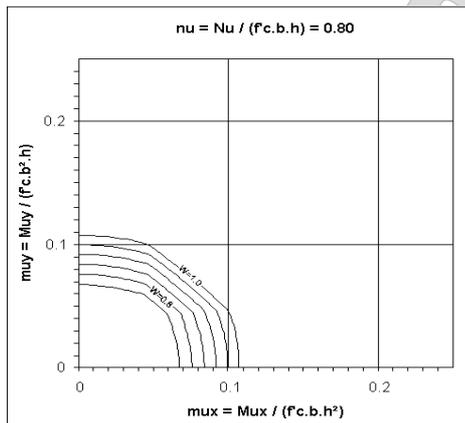
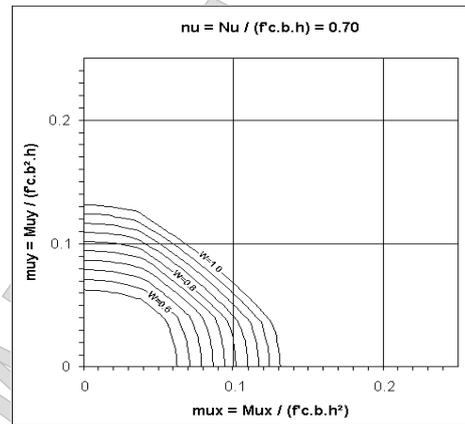
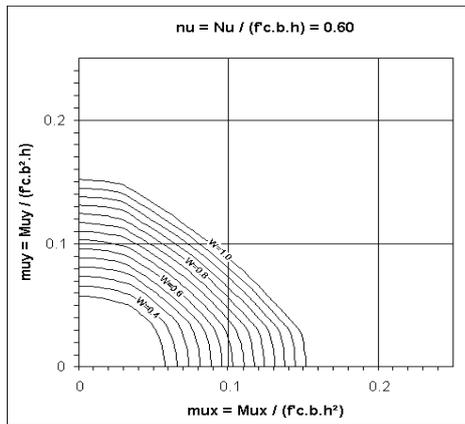
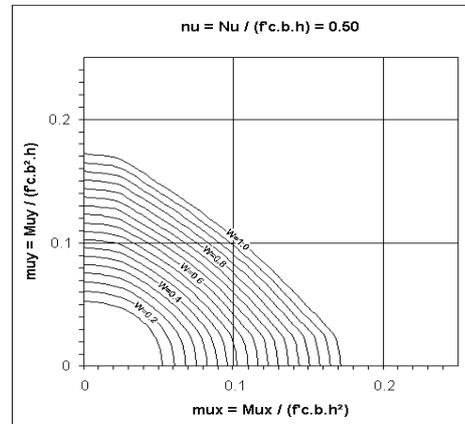
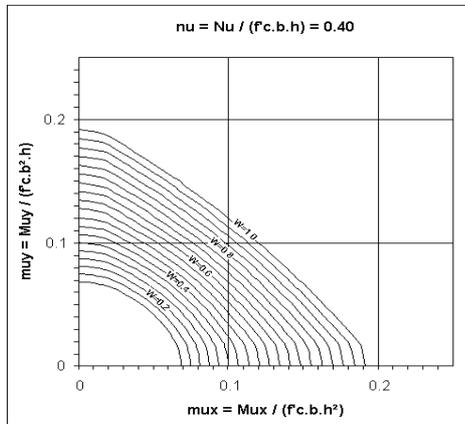
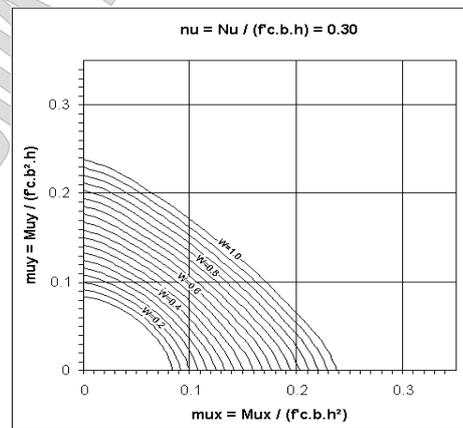
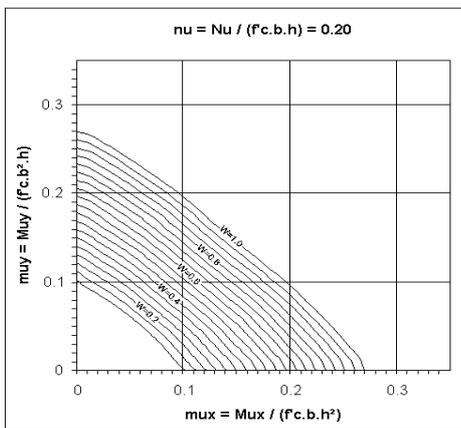
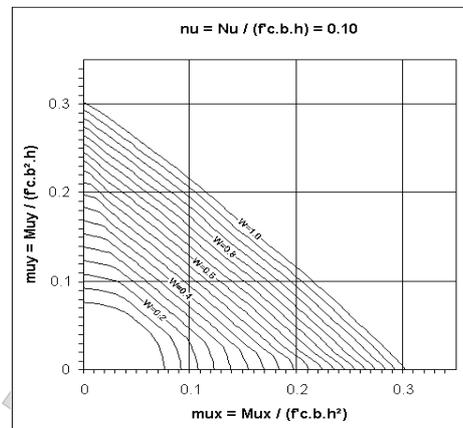
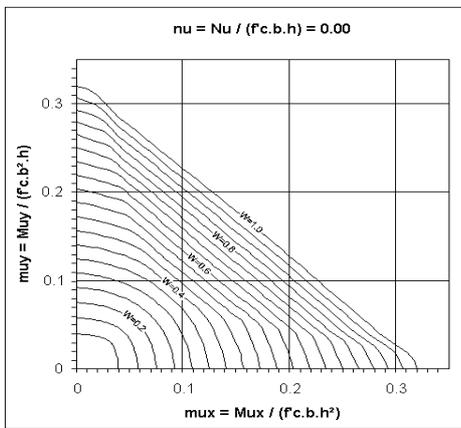
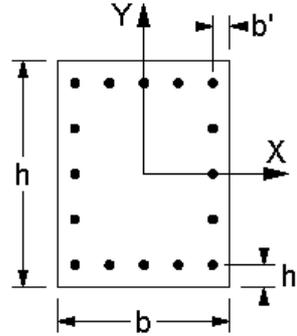


DIAGRAMA F.5
(i) DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $b'/b = h'/h = 0.10$

$$A_s \text{ total} = W \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot h$$



REGLAMENTO PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS EN HORMIGÓN ARMADO

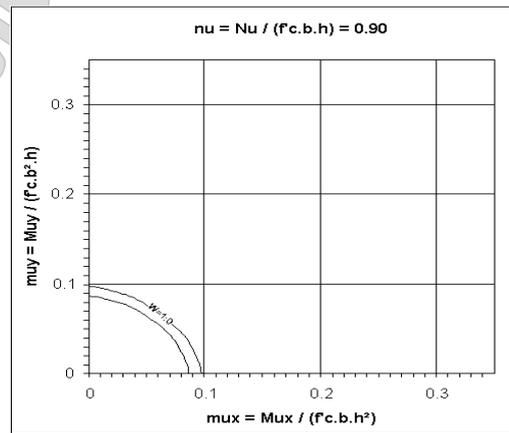
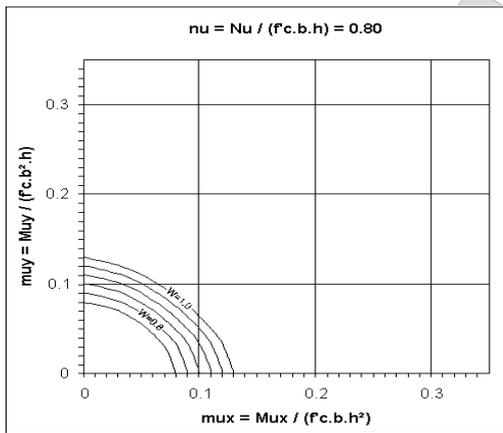
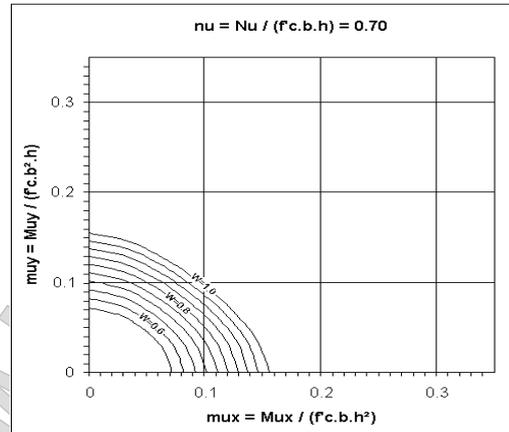
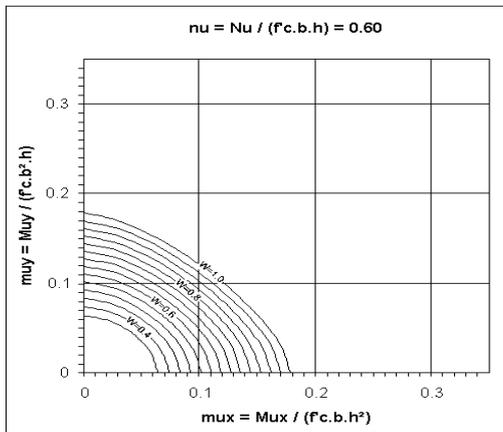
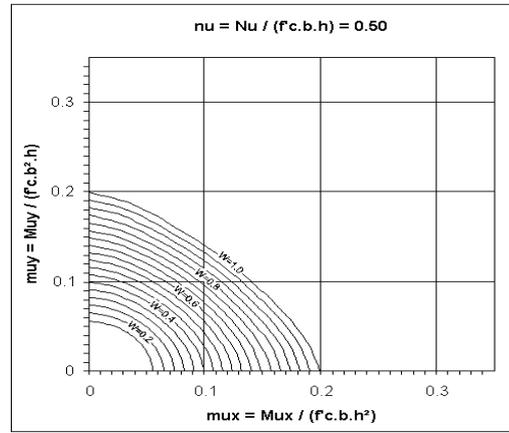
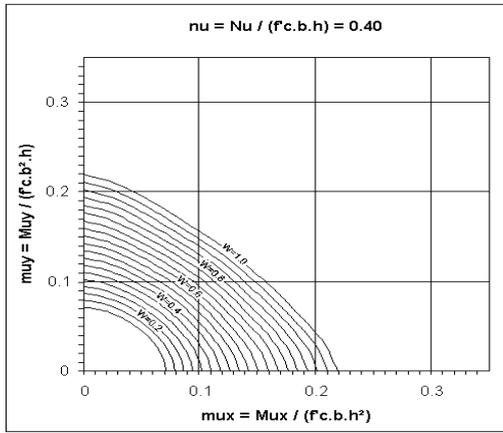
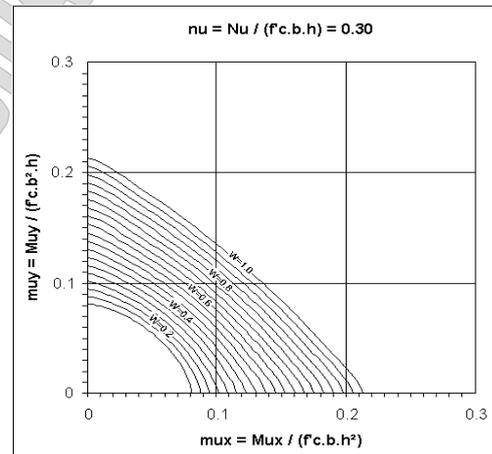
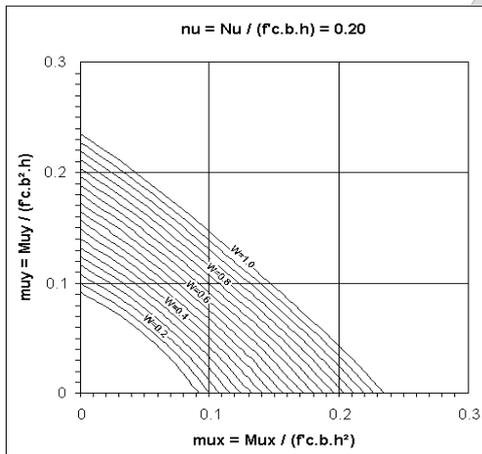
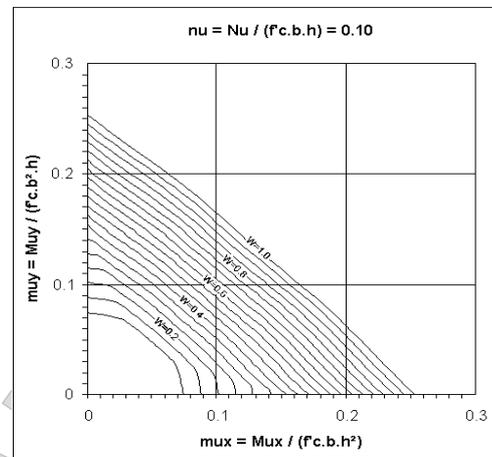
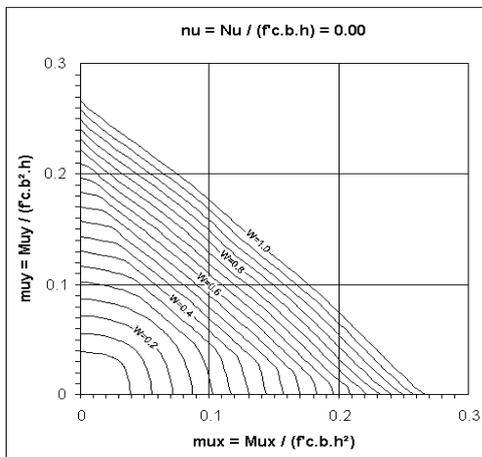
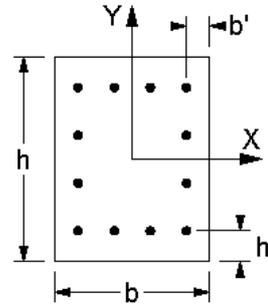


DIAGRAMA F.6
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $b'/b = h'/h = 0.15$

$$A_s \text{ total} = W \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot h$$



REGLAMENTO PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS EN HORMIGÓN ARMADO

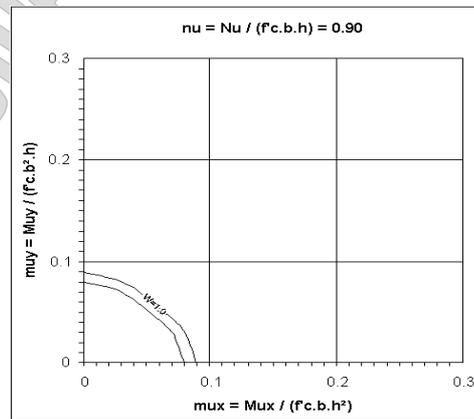
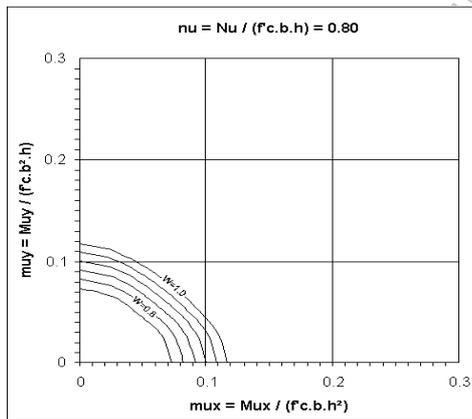
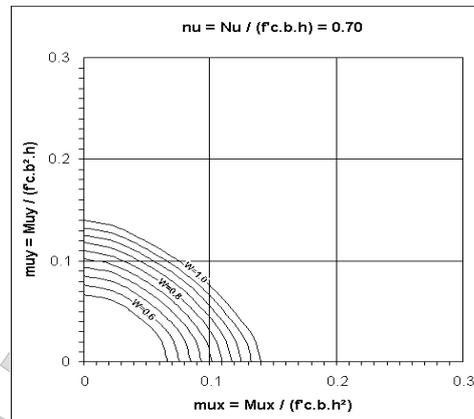
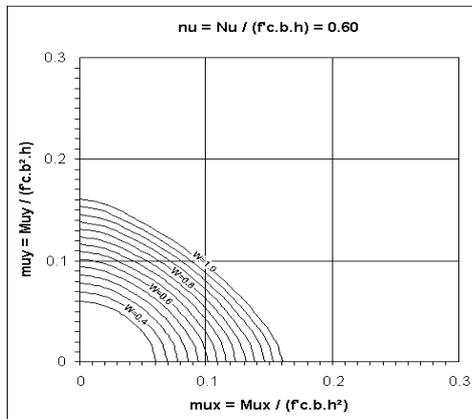
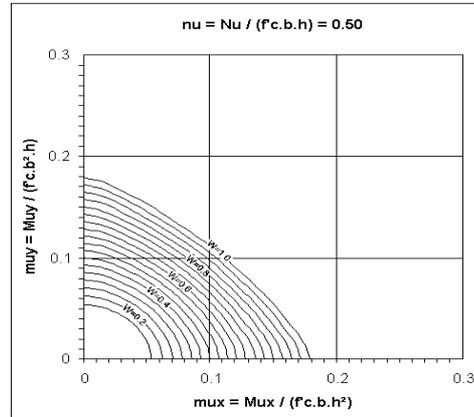
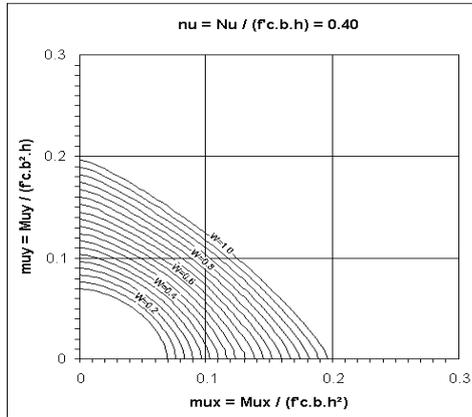
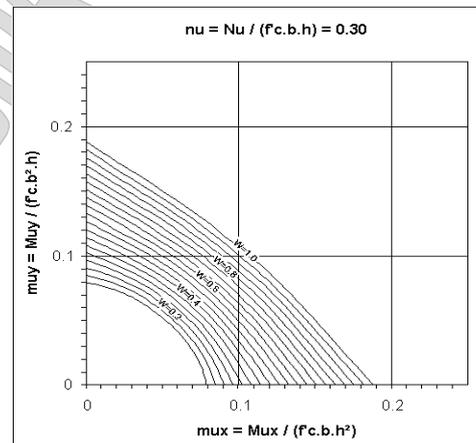
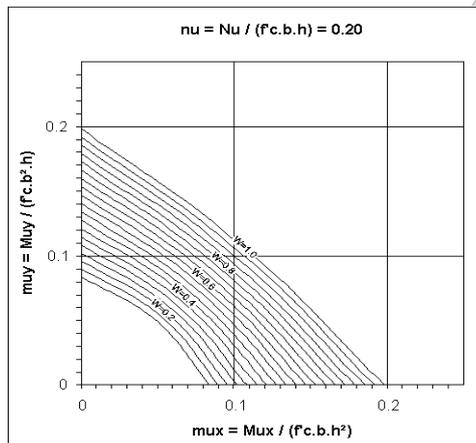
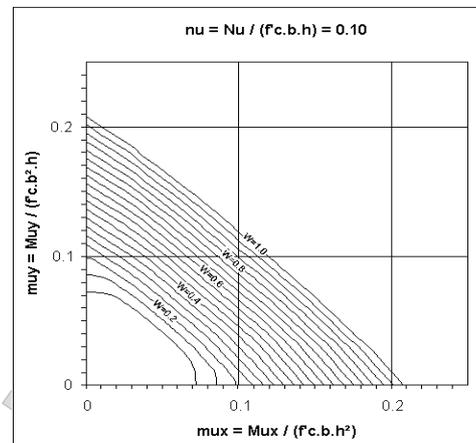
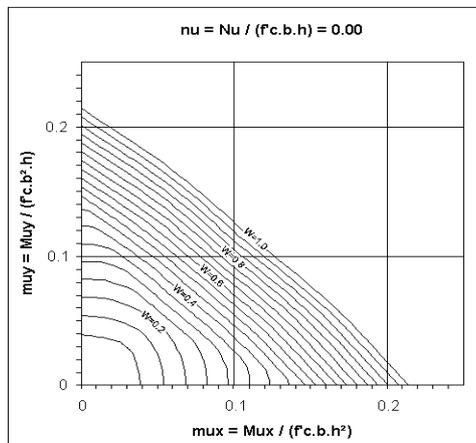
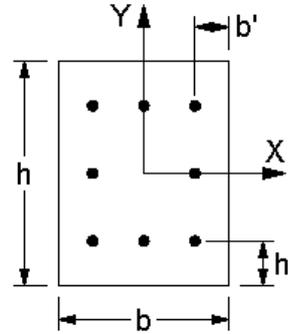


DIAGRAMA F.7
(ii) DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $b'/b = h'/h = 0.20$

$$A_s \text{ total} = W \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot h$$



REGLAMENTO PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS EN HORMIGÓN ARMADO

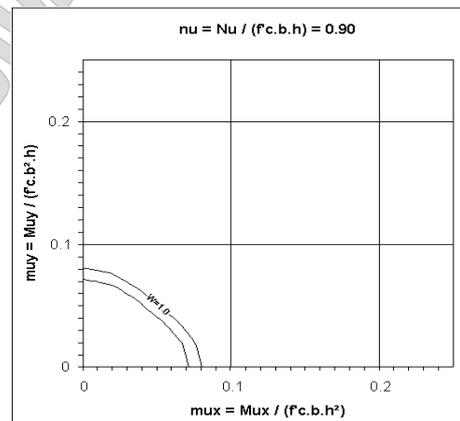
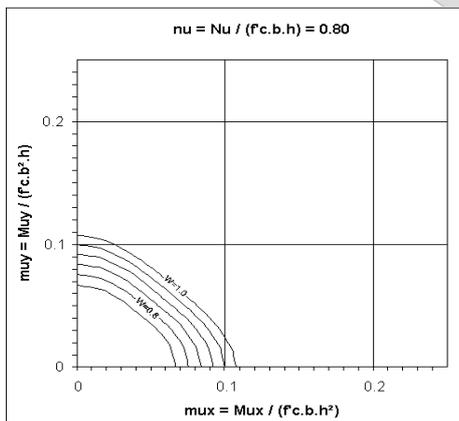
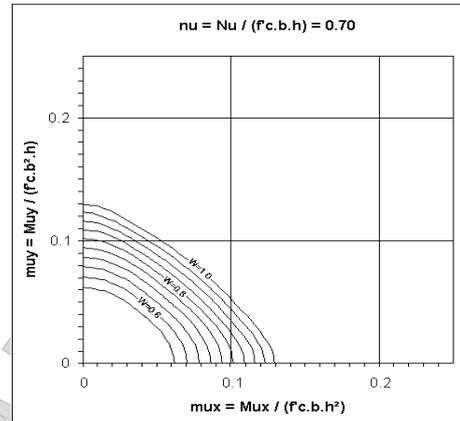
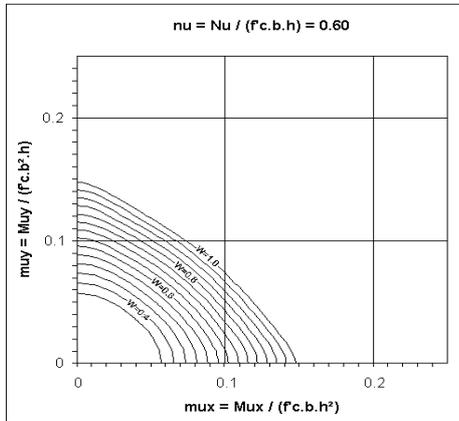
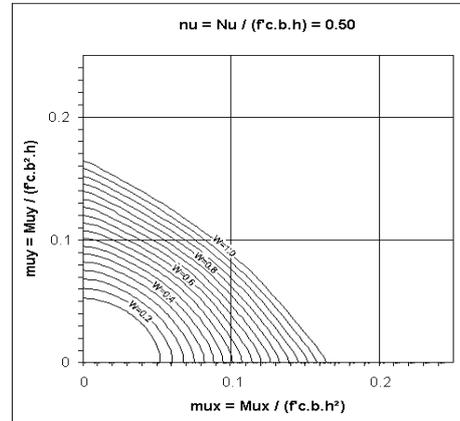
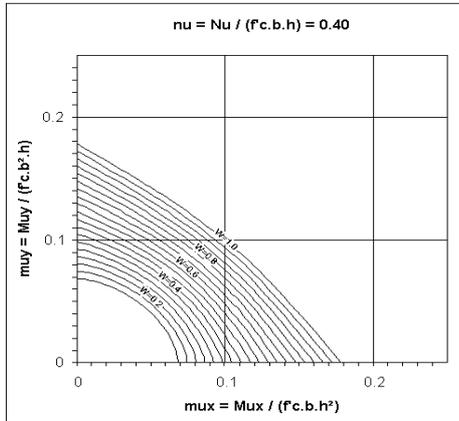
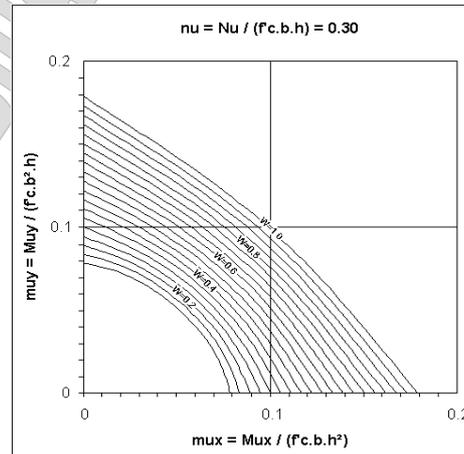
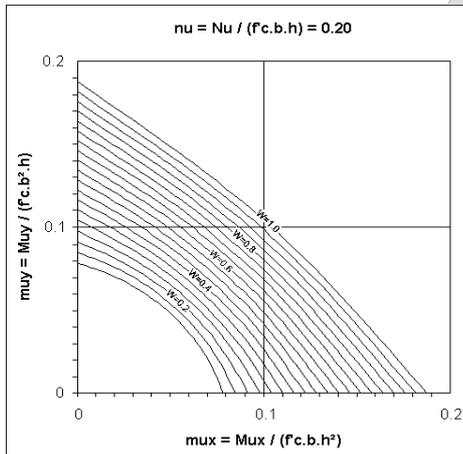
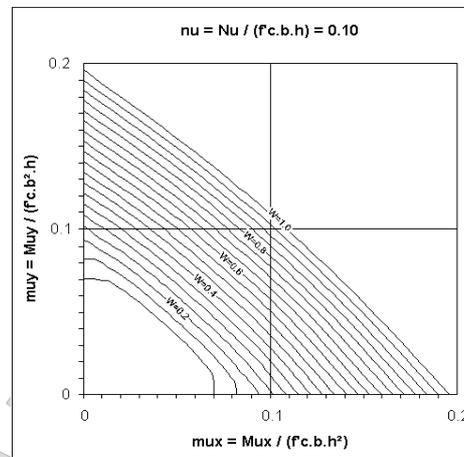
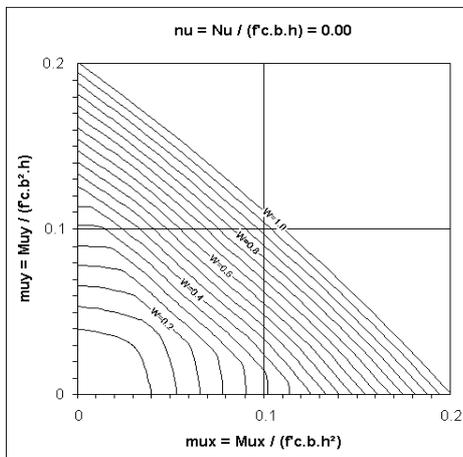
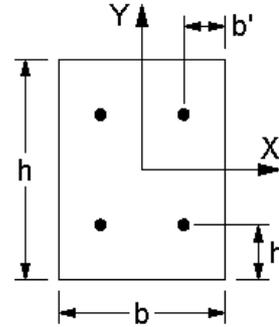


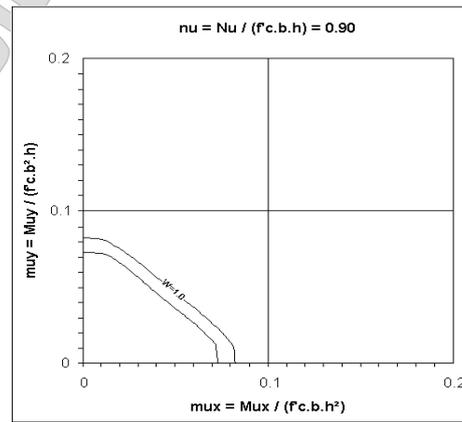
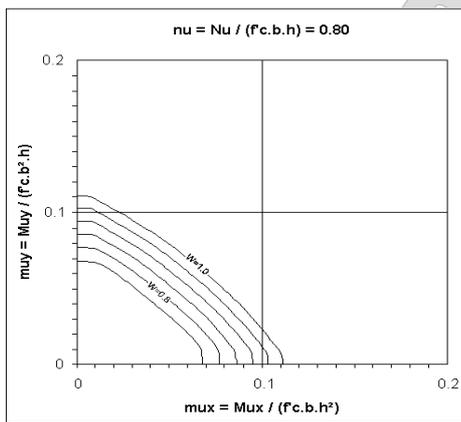
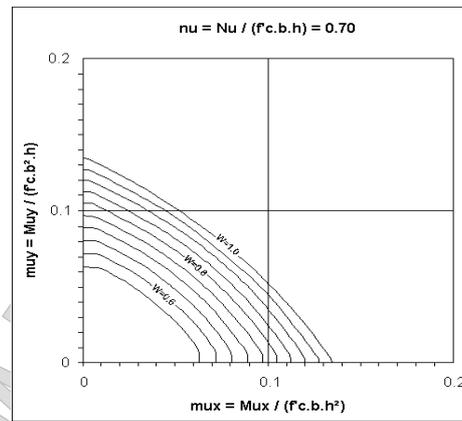
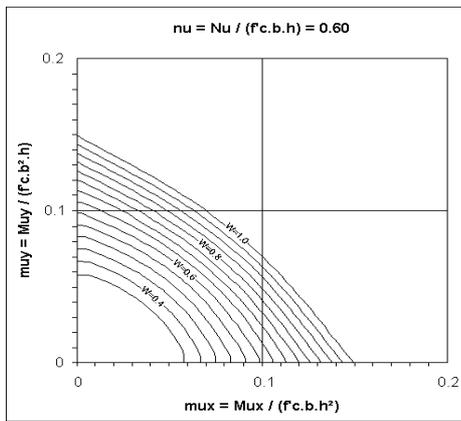
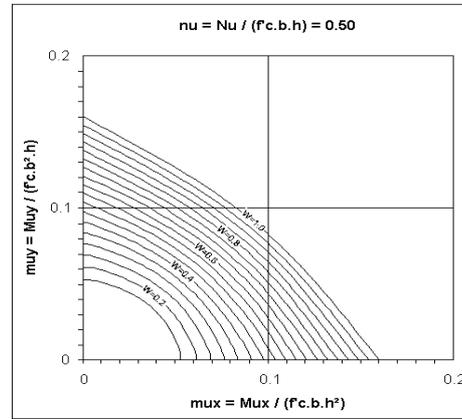
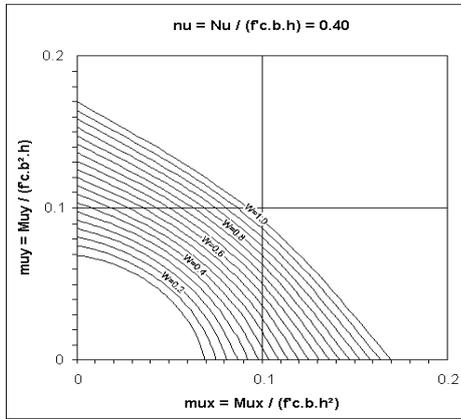
DIAGRAMA F.8
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $b'/b = h'/h = 0.25$

$$A_s \text{ total} = W \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot h$$



REGLAMENTO PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS EN HORMIGÓN ARMADO



ANEXO 8

REGLAMENTO PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS EN HORMIGÓN ARMADO

En virtud de la ley No.687, promulgada el día 27 de julio de 1982, el Estado creó un Sistema de Reglamentación de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines para garantizar la seguridad de las estructuras, la habitabilidad, la preservación de la ecología y demás normas relativas a las obras de transporte y edificios, así como para definir una política de reglamentación acorde con la tecnología actual de estas disciplinas. Para estos fines se crearon los siguientes organismos:

- a) **La Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines**, adscrita al Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, investida como la única autoridad estatal encargada de definir la política de Reglamentación de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines.
- b) **La Dirección General de Reglamentos y Sistemas**, organismo ejecutivo de la Comisión Nacional y encargado de la elaboración, de la coordinación y del control de la aplicación de los reglamentos técnicos.

De conformidad con la Ley antes citada, presentamos este **Reglamento para Diseño y Construcción de Estructuras en Hormigón Armado**, cuyo objetivo es fijar los criterios para el Diseño Estructural, control de Calidad de Materiales, y Construcción de Estructuras, mediante requisitos que garanticen solidez, estabilidad y seguridad a esas obras.

El anteproyecto de Reglamento fue elaborado por el Ing. Fernando Perdomo, y aprobado por la Dirección General de Reglamentos y Sistemas, DGRS. Fue sometido a un proceso de revisión por un Comité Técnico, el cual estuvo integrado por los siguientes representantes del sector público y privado:

INSTITUCIÓN

ACI-DOMINICANO

AYUNTAMIENTO

BNV

CDE

CEMEX

COCIMAR

CODIA

HORMIGONES MOYA, S.A.

REPRESENTANTE

Ing. Alfredo Ricart Nouel

Ing. Ángel Segura

Ing. Elaine Segura
Ing. Iris González
Arq. Nora Rivas

IEM. Máximo Gómez

Ing. Miguel A. Ortiz
Ing. Oscar Peralta

Ing. Federico Penzo

Arq. Librael Guzmán
Arq. Luisa Ovalle

Ing Héctor A. Echavarría M.
Ing. Víctor de la Rosa

INAPA	Ing. Giordano Mancebo
INDRHI	Ing. Francisco Bretón Ing. Cesar Rodríguez Ing. Carlos Guzmán Lora Ing. Fernando Mancebo Ing. José Daniel Peña
INTEC	Ing. José Manuel Díaz Ing. Santiago A. Suárez
MIC	Ing. Publio Camilo Ing. Sandra Gómez
MOPC	Ing. Jaquelin Medrano Ing. Rosa Ana Ortiz Ing. Justina Chávez Ing. Ercilia Hernández Ing. Bernardo Núñez Ing. Eduardo Ozuna Ing. Luis A. Mota Ing. José Soto Ing. Julio Cesar Checo Ing. Sulis Peña Ing. Miguel Camacho Ing. Sergio Rodríguez Ing. Ludovino R.
MISPAS	Arq. Carlos Olivares
UNPHU	Ing. Carlos Troncoso
COORDINADOR-INTEC	Ing. Fernando Perdomo

El anteproyecto de Reglamento fue aprobado por la Directora General de Reglamentos y Sistemas, Ing. Jaquelin Medrano, y convertido en Proyecto de Reglamento. Posteriormente fue sometido a la consideración de la Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines (CONARTIA), para su estudio y opinión, el cual fue aprobado, con representación de los siguientes profesionales de las instituciones miembro de esta Comisión:

REPRESENTANTE	INSTITUCIÓN
Ing. Claudia F. de los Santos Vice-ministra	Ministerio de Obras Públicas
Arq. Héctor T. Lockhart Director Gral. Infraestructura Escolar	Ministerio de Educación
Arq. Rafael Vázquez Asesor Técnico	Instituto Nacional de la Vivienda
Arq. Marcos Martínez	CODIA

Presidente ISES-CODIA

Ing. Cristian Ciccone
Vicepresidente

Cámara Dominicana de la Construcción

Arq. Marcos Blonda
Inspector de la Gerencia FHA

Banco Nacional de la Vivienda

Ing. Ramón Chahede
Sub-Secretario Técnico

Liga Municipal Dominicana

Ing. Francisco De León
Gerente de Proyectos

INDRHI

Ing. José Morató
Director Dpto. Planes y Proyectos

Ministerio de Turismo

Sr. Carlos Barrientos
Enc. Progr. y Asistencia Técnica

INAPA

Ing. Leonardo Reyes Madera
Miembro del Consejo

SODOSISMICA

Ing. Caonabo Ortega
Director de Ingeniería
Emp. Elect. Transm.

CDEEE

Ing. Andrés Pichardo
Director Ingeniería

MISPAS

Ing. Héctor Martínez
Director Técnico de Digenor

MIC

Ing. Jaquelin Medrano
Directora General de Reglamentos y Sistemas

Secretaria General de la CONARTIA

La Comisión Nacional, luego de conocer y aprobar el proyecto de Reglamento, lo convierte en Reglamento y lo remite a la Consultoría Jurídica del Poder Ejecutivo, para fines de oficialización mediante decreto.

Este proyecto fue oficializado como el Reglamento No.50-12 a los diez (10) días del mes de febrero del año 2012.

Los Reglamentos serán publicados para ser puestos a disposición de los interesados en la forma establecida por la Dirección General de Reglamentos y Sistemas.

ING. VÍCTOR DÍAZ RÚA
Ministro de Obras Públicas y Comunicaciones