

DOCUMENTO B

PRESCRIPCIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES ANTISÍSMICAS

NORMA COVENIN-MINDUR 1753-85, CAPÍTULO 18

NOTA DEL COORDINADOR

Primeras prescripciones incorporadas en las normativas venezolanas, para el diseño y verificación sismorresistente de miembros de concreto armado. Elaboradas en concordancia con la Norma COVENIN-MINDUR 1756 (Documento D), en vigencia desde 1985. Los comentarios no se reproducen aquí.

CONTENIDO	Pág
NOTACIÓN	313
1. GENERALIDADES	315
2. MIEMBROS A FLEXIÓN	316
3. MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL	320
4. JUNTAS VIGA-COLUMNA	323
5. MUROS ESTRUCTURALES	325
6. DIAFRAGMAS Y CERCHAS	328
7. ELEMENTOS ESTRUCTURALES SECUNDARIOS	329
8. REQUERIMIENTOS PARA EL NIVEL DE DISEÑO 2	330

PRESCRIPCIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES ANTISÍSMICAS

NOTACIÓN

- A_{ch} = Área de la sección transversal de un miembro, medida exteriormente al refuerzo transversal, cm^2 .
- A_c = Área de concreto que resiste la fuerza cortante e igual al producto del espesor del alma por la altura total de la sección, cm^2 .
- A_g = Área total de la sección, cm^2 .
- A_j = Área de la menor sección transversal de la junta en un plano paralelo al eje del refuerzo longitudinal que transmite el corte a la junta. Cuando una viga concurre a un apoyo muy ancho, el ancho efectivo de la junta no excederá del ancho de la viga más la dimensión de la columna medida paralelamente al eje de la viga, cm^2 .
- A_s = Área real de la armadura en tracción y cuyo detalle aparece indicado en los planos, cm^2 .
- A_{sa} = Proyección sobre A_c del área total de armaduras que atraviesa el plano que contiene a A_c , cm^2 .
- A_{sh} = Área total de la sección transversal de ligaduras, cm^2 .
- A_{vd} = Área de una diagonal para resistir la totalidad de la fuerza cortante en un dintel, cm^2 .
- b_c = Ancho de una columna, cm .
- b_w = Ancho del alma o diámetro de una sección circular, cm .
- CP** = Efectos de las acciones permanentes.
- CV** = Efectos de las acciones variables.
- d = Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura transversal (altura útil), cm .
- d_b = Diámetro nominal de la barra, cm .
- d_c = Dimensión de la columna, medida paralelamente al eje de la viga, cm .
- f'_c = Resistencia especificada del concreto en compresión, kgf/cm^2 .
- f_y = Resistencia cedente especificada en la armadura, kgf/cm^2 .
- f^*_y = Resistencia cedente determinada mediante ensayos, kgf/cm^2 .
- f_{yh} = Resistencia cedente especificada para el acero de refuerzo transversal, kgf/cm^2 .
- f_{su} = Resistencia de rotura especificada en la armadura, kgf/cm^2 .
- f^*_{su} = Resistencia de rotura en la armadura, determinada mediante ensayos, kgf/cm^2 .
- h = Espesor total del miembro, cm .
- h_c = Dimensión transversal del núcleo de una columna, medido centro a centro de la armadura de confinamiento, cm .
- h_j = Altura de la junta, cm .

- L_{as} = Longitud de anclaje para barras sin gancho, cm.
 L_{ah} = Longitud de anclaje para barras con gancho estándar de 90° , cm.
 l_n = Luz de la pieza; altura no arriostrada de un muro estructural o de una columna, cm.
 l_o = Longitud mínima medida desde la cara de la junta y a lo largo del eje del miembro, en la cual se debe disponer el refuerzo transversal, cm.
 l_w = Ancho no arriostrado de un muro estructural, cm.
 M_A^C, M_B^C = Momentos flectores en los extremos de un miembro. Estos momentos se calcularán tomando para ϕ el valor de 1.0 y como esfuerzo en la armadura en tracción A_s el valor de $1.25 f_y$.
 M_n = Momentos flectores nominales en los extremos de un miembro. Estos momentos se calcularán tomando para ϕ el valor de 1.0 y como esfuerzo en la armadura en tracción A_s el valor de $1.0 f_y$.
 M_u = Momentos flectores de diseño en los extremos de un miembro. Estos momentos se calcularán tomando para ϕ el valor de 0.90 y como esfuerzo en la armadura en tracción A_s el valor de $1.0 f_y$.
 s = Separación de las armaduras de corte en dirección paralela al refuerzo longitudinal, cm.
 s_o = Máxima separación de la armadura transversal, cm.
 V_c = Fuerza cortante nominal resistida por el concreto, kgf.
 V_H^C = Fuerza cortante de diseño, suponiendo que en los extremos del miembro se alcanzan los momentos.
 V_n = Fuerza cortante nominal en un muro estructural o dintel, kgf.
 V_o = Fuerza cortante proveniente de las cargas verticales debidamente mayoradas, determinada en la hipótesis de que la pieza estuviese simplemente apoyada, kgf.
 V_1 = Fuerza cortante de diseño en la junta suponiendo que el esfuerzo en la armadura de tracción de las vigas es igual a $1.25 f_y$, kgf.
 V_u = Fuerza cortante de diseño en los extremos de un miembro, kgf.
 U = Resistencia requerida según se estipula en el Capítulo 9.
 α = Angulo de inclinación de la armadura diagonal con respecto al eje longitudinal del miembro, grados.
 ρ = Cuantía de la armadura longitudinal en un miembro sometido a flexión: $\rho = A_s/b_w d$
 ρ_a = Cuantía de la armadura en un muro estructural, definida por la relación: $\rho = A_{sa}/A_c$
 ρ_n = Cuantía de la armadura ortogonal en un muro estructural.
 ρ_g = Cuantía geométrica del acero longitudinal en columnas.
 ρ_s = Cuantía de la armadura helicoidal
 γ = Factor que depende de la configuración geométrica y posición relativa de los miembros concurrentes a una junta.
 ϕ = Coeficiente de minoración de la resistencia.

1. GENERALIDADES

1.1. VALIDEZ Y ALCANCE

1.1.1. CAMPO DE APLICACIÓN

En este Capítulo se prescriben los requisitos para el diseño y la construcción de los elementos de una estructura de concreto armado, monolítica, cuyas solicitaciones de diseño debidas a las acciones sísmicas han sido determinadas de acuerdo con la Norma "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756.

1.1.2. RELACIÓN CON OTROS CAPÍTULOS DE ESTAS NORMAS

Las prescripciones contenidas en este Capítulo se aplicarán conjuntamente con las contenidas en los Capítulos 1 al 17 de estas Normas y en donde sea pertinente privarán sobre ellas.

1.1.3. NIVEL DE DISEÑO 3

En las edificaciones que de acuerdo a la Norma "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756, requieran el Nivel de Diseño 3, todos los elementos que forman parte del sistema resistente a sismos deberán cumplir con las prescripciones contenidas en este Capítulo, a excepción de los Artículos 7 y 8.

Aquellos elementos estructurales que no se consideren que forman parte del sistema resistente a sismos deberán satisfacer las prescripciones contenidas en el Artículo 7.

1.1.4. NIVEL DE DISEÑO 2

En las edificaciones que de acuerdo a la Norma "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756, requieran el Nivel de Diseño 2, los elementos que forman parte del sistema resistente a sismos deberán satisfacer, únicamente, el Artículo 8.

1.1.5. NIVEL DE DISEÑO 1

Este Capítulo no es aplicable a las edificaciones que de acuerdo a la Norma "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756, requieren el Nivel de Diseño 1.

1.2. ANÁLISIS Y DISEÑO

1.2.1. GENERALIDADES

En el análisis de la estructura se deberá considerar el efecto de elementos rígidos, estructurales o no, que por su naturaleza, dimensiones, ubicación y número puedan afectar la respuesta dinámica de la edificación. Asimismo se debe prestar consideración a las consecuencias de la falla de cualquier elemento no perteneciente al sistema resistente a sismos.

1.2.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE FORMAN PARTE DEL SISTEMA RESISTENTE A SISMOS

Los elementos estructurales y sus uniones que forman parte del sistema resistente a sismos, deberán dimensionarse utilizando los factores de mayoración establecidos en el Capítulo 9 de esta Norma. También son aplica-

bles los factores de minoración de resistencias indicados en el citado Capítulo con las siguientes excepciones.

a) Flexión y Carga Axial

En toda columna sometida a una fuerza axial mayorada que exceda $0.1 A_g f'_c$ y cuyo refuerzo transversal no satisfaga las prescripciones de las Subsecciones 3.4.2, 3.4.3 y 3.4.4, se usará un factor de minoración ϕ igual a 0.5.

b) Fuerza Cortante

En aquellos elementos sometidos a flexión cuya resistencia de diseño por corte sea menor que la fuerza cortante que resulta de aplicar la Subsección 2.3.2, se utilizará un factor de minoración para corte ϕ igual a 0.6.

1.2.3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES POR DEBAJO DEL NIVEL DE BASE

Los elementos estructurales que se encuentren situados por debajo del nivel de base y que son necesarios para transmitir las acciones sísmicas a las fundaciones, deberán cumplir con las prescripciones contenidas en este Capítulo.

1.3. MATERIALES

1.3.1. CONCRETOS

La resistencia especificada del concreto en elementos pertenecientes al sistema resistente a sismos no será menor que 200 kgf/cm^2 .

Cuando se utilicen agregados livianos, la resistencia especificada no debe exceder 300 kgf/cm^2 , a menos que se demuestre experimentalmente que los elementos estructurales elaborados con estos materiales, poseen la misma resistencia y capacidad de disipación de energía que aquellos elaborados con concretos normales de igual resistencia.

1.3.2. ACEROS

Los aceros de refuerzo que deban resistir la flexión y la fuerza axial producidas por el sismo, en miembros de pórticos y en los elementos de borde de muros, además de satisfacer las prescripciones del Artículo 3.5 deberán cumplir lo siguiente:

- a)** El esfuerzo cedente determinado mediante ensayos no debe exceder al esfuerzo cedente especificado en más de un 30%;
- b)** El esfuerzo de rotura determinado en el laboratorio deberá exceder al esfuerzo cedente real, por lo menos, en un 25%.

2. MIEMBROS A FLEXIÓN

2.1. ALCANCE

Las prescripciones de esta Sección se deben aplicar a los miembros de los pórticos dúctiles del sistema de resistencia sísmica Tipo I y II, clasificación según la Norma "Edificaciones Antisísmicas" COVENIN-MINDUR 1756, que

están dimensionados principalmente para resistir flexión, siendo su luz libre por lo menos cuatro veces su altura útil, y en los cuales la fuerza axial mayorada de compresión no excede el valor de $0.1 A_g f'_c$. Además, deben satisfacer todas las condiciones geométricas siguientes:

- a) La relación ancho/alto de su sección transversal es mayor o igual que 0.3,
- b) El ancho mínimo es de 25 cm y el máximo no excede el ancho del miembro que le sirve de soporte, medido en un plano perpendicular al eje longitudinal de la viga, más una distancia, a cada lado, no superior al 75% de la altura total de la viga;
- c) Su excentricidad respecto a la columna que cruza, medida como distancia entre los ejes de los dos miembros, no debe ser mayor del 25% de la dimensión que tenga la columna perpendicularmente a la viga.

Los miembros que no satisfagan las limitaciones geométricas de la presente Sección, se regirán por las prescripciones del Artículo 5.

2.2. ARMADURA LONGITUDINAL

2.2.1. CUANTÍAS MÁXIMAS Y MÍNIMAS

En cualquier sección de un miembro sometido a flexión, la cuantía de la armadura ρ , tanto para el acero superior como para el inferior deberá estar comprendido entre los siguientes valores límites:

$$14/f_y \leq \rho \leq 0.025 \quad (1)$$

En cada sección habrá por lo menos una barra en cada esquina no inferior al No. 4.

2.2.2. DISPOSICIÓN DE LA ARMADURA LONGITUDINAL

2.2.2.1. En las caras de los apoyos, las armaduras superiores e inferiores de la viga deberán ser tales que la capacidad para resistir momentos positivos sea por lo menos la mitad de la capacidad para resistir momentos negativos.

2.2.2.2. En cualquier sección a lo largo del miembro, la capacidad resistente a flexión tanto para momentos positivos como para momentos negativos, será por lo menos igual a la cuarta parte de la respectiva capacidad resistente de la sección en la cara de apoyo, debiendo adoptarse para estos efectos aquel extremo del miembro que contenga la mayor cantidad de acero.

2.2.2.3. La disposición de las barras a lo largo del miembro deberá hacerse siguiendo las prescripciones contenidas en el Artículo 12.9, pero la envolvente del diagrama de momentos que permite definir la longitud de las barras, tanto de las superiores como de las inferiores, deberá obtenerse considerando la eventual formación de articulaciones plásticas, así como el rango de cargas mayoradas que según la Subsección 1.2.2 puede actuar en el elemento.

2.2.3. EMPALMES POR SOLAPE

Las longitudes de solape serán las establecidas en el Capítulo 12 de estas Normas, debiéndose satisfacer adicionalmente las siguientes condiciones:

- a) No se empalmarán barras por solape, ni dentro de las juntas ni en una distancia igual a $2d$ medida a partir de la cara del apoyo, ni en ninguna otra zona en donde el análisis indique la posibilidad de que la armadura en tracción alcance su límite elástico debido a las incursiones de la estructura en el rango no elástico;
- b) A lo largo de la longitud de solape se colocarán armaduras transversales, formadas por estribos cerrados o por zunchos, cuya separación no deberá ser mayor que $d/4$ ni 10 cm.

2.2.4. EMPALMES POR SOLDADURA O MEDIANTE CONEXIONES MECÁNICAS

Los empalmes por soldaduras o mediante conexiones mecánicas se harán de acuerdo a las prescripciones contenidas en las Subsecciones 12.13.3.1 a 12.13.3.4 alternando estas uniones para las barras de una misma capa y manteniendo una separación entre ellas de 60 cm o más, medida en la dirección del eje de la pieza.

2.3. ARMADURA TRANSVERSAL

2.3.1. GENERALIDADES

En los elementos sometidos a flexión, la armadura transversal debe ser capaz de resistir la fuerza cortante, arriostrar la armadura longitudinal y confinar el concreto en aquellas zonas donde se considere posible la formación de rótulas plásticas.

2.3.2. FUERZAS CORTANTES DE DISEÑO

La fuerza cortante a considerar en el diseño, es la que resulta de suponer la pieza bajo la acción de las cargas verticales debidamente mayoradas y, en las secciones extremas adyacentes a los apoyos, momentos flectores de signos opuestos y de valor igual a la capacidad a flexión de estas secciones, tomando para f el valor de 1.0 y como esfuerzo en la armadura en tracción el valor de $1.25 f_y$.

2.3.3. CÁLCULO DE LA ARMADURA TRANSVERSAL

La determinación de la armadura transversal se hará a partir de las fuerzas cortantes de diseño definidas en 2.3.2 y siguiendo las prescripciones del Capítulo 11 de estas Normas, modificadas de acuerdo a lo contenido en las Subsecciones 2.3.3.1 y 2.3.3.2.

2.3.3.1. Contribución del Concreto

El término V_c se supondrá nulo cuando se cumplan las dos condiciones siguientes:

- a) La fuerza axial mayorada en el elemento, incluyendo el efecto de sismo, es menor que $0.05 A_g f'_c$;

b) Cuando se verifique que en alguna de las dos secciones extremas

$$\text{donde } V_H^C = \frac{M_A^C + M_B^C}{I_n} > V_0$$

$M_A^C + M_B^C$ = La capacidad a flexión de las secciones extremas según la Subsección 2.3.2.

I_n = La luz libre de la pieza.

V_0 = La fuerza cortante proveniente de las cargas verticales debidamente mayoradas, determinada en la hipótesis de que la pieza estuviese simplemente apoyada.

2.3.3.2. Separación de Estribos

Se colocarán estribos a todo lo largo del miembro y su separación no excederá, en ningún caso, $d/2$.

En las zonas que deben ser confinadas y que se especifican en la Subsección 2.3.4, los estribos deben ser cerrados y su separación no debe exceder el más pequeño de los valores siguientes:

- a) $d/4$;
- b) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada,
- c) 24 veces el diámetro del estribo,
- d) 30 cm.

El primer estribo cerrado estará ubicado a una distancia no mayor de 5 cm de la cara de apoyo.

Además, en las zonas que deben ser confinadas, los estribos se dispondrán de tal forma que las barras longitudinales resulten arriostradas de acuerdo a las prescripciones contenidas en la Subsección 7.10.5.3.

2.3.4. ZONAS CONFINADAS

La armadura transversal, además de resistir la fuerza cortante, debe confinar las siguientes zonas:

- a) La porción comprendida entre la cara del apoyo y una distancia igual a $2h$ en ambos extremos de la viga.
- b) Una distancia igual a $2h$ a cada lado de la sección en donde la armadura pueda alcanzar su límite elástico a consecuencia de los desplazamientos laterales de la estructura.

2.3.5. ESTRIBOS CERRADOS FORMADOS POR DOS PIEZAS

En los miembros a flexión, se acepta que la acción de un estribo cerrado puede conseguirse empleando un estribo abierto con ganchos a 135° en cada extremo, con prolongaciones de 10 diámetros y una barra adicional con un gancho a 135° en un extremo y otro a 90° en el otro, este último con una prolongación de 6 diámetros pero no menor de 10 cm. Esta barra debe colocarse en forma alternada de manera que dos estribos consecutivos tengan el gancho de 90° a diferentes lados de la viga.

En el caso de vigas extremas, con losa a un sólo lado de las mismas, el gancho a 90° debe colocarse siempre del lado de la losa.

3. MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

3.1. ALCANCE

Los requisitos de esta Sección se aplican a los miembros de los pórticos dúctiles del sistema de resistencia sísmica Tipo I y II, clasificación según la Norma "Estructuras Antisísmicas" COVENIN-MINDUR 1756, que están solicitados por una fuerza axial mayorada que excede de $0.1 A_g f'_c$ y además satisfacen las siguientes condiciones geométricas:

- a) La menor dimensión transversal, medida a lo largo de una recta que pase por su centro geométrico, no sea menor de 30 cm;
- b) La relación entre la menor dimensión de la sección transversal y la correspondiente en una dirección perpendicular, no sea inferior a 0.4.

Los miembros que no satisfagan estas limitaciones geométricas se regirán por las prescripciones del Artículo 5.

3.2. MÍNIMA RESISTENCIA A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS

3.2.1. CONDICIÓN GENERAL

En cualquier nodo donde las columnas concurrentes resistan una fuerza axial mayorada de compresión que exceda $0.1 A_g f'_c$, la suma de las resistencias a flexión de las columnas, calculadas para la fuerza axial de diseño más desfavorable debe ser mayor que 1.20 veces la suma de las resistencias a flexión de las vigas concurrentes a ese nodo en el mismo plano vertical. Las resistencias a flexión se deberán sumar en tal forma que los momentos de las columnas se opongan a los momentos de las vigas. Esta verificación deberá hacerse en ambos sentidos del plano vertical del pórtico considerado.

3.2.2. EXCEPCIONES

Si excepcionalmente la condición dada en la Sección 3.2.1 no se satisface en un determinado nodo, las columnas de ese nodo deben armarse en toda su altura con la armadura transversal especificada en la Sección 3.4 y su contribución en la resistencia y rigidez de la estructura deberá ignorarse.

La Subsección 3.2.1 no es necesaria satisfacerla en pórticos de uno y de dos pisos, y en el último nivel de un edificio de varios pisos.

3.3. ARMADURA LONGITUDINAL

3.3.1. FUERZAS DE DISEÑO

La armadura longitudinal se determinará para la combinación de carga axial y momentos más desfavorables tomando además en cuenta lo contenido en la Subsección 3.2.1.

3.3.2. CUANTÍAS MÁXIMAS Y MÍNIMAS DE ACERO

La cuantía geométrica ρ_g no será menor que 0.01, ni mayor que 0.06.

3.3.3. EMPALMES

Los empalmes por solape sólo se permitirán en la mitad central de la luz libre del miembro y deben ser diseñados como empalmes a tracción. En cualquier sección se podrán utilizar empalmes por soldadura o conexiones mecánicas de acuerdo a lo dispuesto en las Subsecciones 12.13.3 1. a 12.13 3.4 , siempre y cuando los empalmes se dispongan en forma alternada y la distancia entre ellos sea igual o mayor de 60 cm, medida a lo largo del eje longitudinal del refuerzo.

3.4. ARMADURA TRANSVERSAL

3.4.1. GENERALIDADES

Las principales funciones de la armadura transversal especificada en esta Sección son las de lograr el confinamiento del concreto y servir de soporte lateral a las barras de refuerzo longitudinal.

3.4.2. ZONAS A CONFINAR

3.4.2.1. Longitud de Confinamiento

El refuerzo transversal especificado en la Subsección 3.4 3 deberá colocarse en los extremos de la columna en una longitud por lo menos igual al mayor de los siguientes valores:

- a) La mayor dimensión de la sección transversal;
- b) 1/6 de la altura libre del miembro; y
- c) 45 cm.

Su separación no será mayor que la indicada en la Subsección 3 4.4.

3.4.3. DETERMINACIÓN DE LA ARMADURA DE CONFINAMIENTO

Se dispondrá la armadura transversal de confinamiento requerida por la Subsección 3.4.3.1 ó 3.4.3.2, a menos que deba ser aumentada para resistir la fuerza cortante de diseño según la Sección 3.4.5, o que la columna se diseñe de acuerdo con la Subsección 1.2.2.a empleando un valor de ϕ igual a 0.5.

3.4.3.1. La cuantía de armadura helicoidal ρ_s no será menor que la indicada en la fórmula (10-5) respetando el limite inferior dado por la Fórmula (3).

$$\rho_s = 0.12 f'_c / f_{yh} \quad (3)$$

3.4.3.2. El área total de la sección transversal de ligaduras cerradas de refuerzo no será menor que el mayor de los valores dados por las Fórmulas (4) y (5).

$$A_{sh} = 0.3 \left(sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (4)$$