

La cuantía p_h del refuerzo horizontal por corte (referida a la sección total vertical de concreto del sector en estudio), será mayor o igual a 0,0025.

El espaciamiento del refuerzo horizontal no excederá de $L/5$, de 3t ni de 45 cm, debiéndose anclar en los extremos confinados del muro en forma tal que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

La cuantía p_v del refuerzo vertical por corte (referida a la sección total horizontal de concreto), será mayor o igual a:

$$p_v = [0,0025 + 0,5(2,5 - H / L) (p_h - 0,0025)] \geq 0,0025$$

pero no necesitará ser mayor que el refuerzo horizontal requerido.

El espaciamiento del refuerzo vertical no será mayor que $L/3$, que 3t ni que 45 cm.

Cuando V_u sea menor que $0,5 \phi V_c$, las cuantías de refuerzo horizontal y vertical podrán reducirse a:

$$p_h > 0,0020$$

$$p_v > 0,0015$$

El espaciamiento de ambos refuerzos no será mayor que tres veces el espesor del muro ó 45 cm.

15.4.3.6. Cuando el espesor del muro sea igual o mayor de 25 cm, deberá distribuirse el refuerzo por corte horizontal y vertical en las dos caras.

15.4.3.7. Deberá verificarse la resistencia en las juntas de construcción de acuerdo a la Sección 13.5. La resistencia de la junta ϕV_n deberá ser mayor que V_u .

15.4.4. VIGAS ENTRE MUROS

La fuerza cortante en las vigas que unen a los muros, deberá limitarse a:

$$V_u \leq 1,60 \phi \sqrt{f_c} b_w h$$

y no se considerará ningún aporte del concreto a la resistencia ($V_c=0$).

La fuerza cortante V_u de diseño deberá basarse en la capacidad máxima de flexión de la viga, considerando una sobre resistencia del acero de 25%.

Cuando la relación $1n/h$ sea menor a 2, el esfuerzo por fuerza cortante deberá ser absorbido por barras diagonales debidamente ancladas en el muro.

15.5. MUROS DE CONTENCIÓN

15.5.1. Los muros de contención, en voladizo o apoyados, sin carga axial significativa se diseñarán de acuerdo a las disposiciones para diseño de elementos en flexión del Capítulo 11. Aquellos donde la carga axial sea significativa se diseñarán de acuerdo a lo especificado en el capítulo 12.

15.5.2. El refuerzo mínimo por flexión será el mínimo requerido por contracción y temperatura especificado para losas en la Sección 7.10.

Independientemente de lo indicado en la sección anterior, el refuerzo mínimo horizontal deberá cumplir con las siguientes cuantías mínimas referidas a la sección bruta:

a) 0,0020 para barras corrugadas de diámetro menor o igual a 5/8" y con una resistencia a la fluencia no menor que 4200 kg/cm².

b) 0,0025 para otras barras corrugadas.

c) 0,0020 para malla electrosoldada lisa o corrugada de diámetro inferior a 15 mm.

Este requisito podrá exceptuarse cuando el Ingeniero Proyectista disponga juntas de contracción y señale procedimientos constructivos que controlen los efectos de contracción y temperatura.

15.5.3. El acero por temperatura y contracción podrá disponerse en mayor proporción en la cara expuesta del muro, debiendo colocarse en ambas caras para muros de espesor mayor o igual a 25 cm.

15.5.4. El refuerzo vertical y horizontal no se colocará a espaciamiento mayor que 3 veces el espesor del muro ni que 45 cm.

15.5.5. No será necesario confinar el refuerzo vertical con estribos si su cuantía es inferior a 0,01 respecto a la sección bruta o cuando el refuerzo vertical no se requiera por compresión.

15.6. ABERTURAS

15.6.1. Las aberturas en los muros deberán ubicarse de modo tal de reducir lo menos posible su capacidad resistente.

15.6.2. La presencia de aberturas deberá considerarse en todo cálculo de rigideces y resistencias.

15.6.3. Deberá colocarse barras a lo largo de cada lado de la abertura y también en forma diagonal a los lados de la misma, prolongándolas una distancia igual a la longitud de anclaje 1d en tracción desde las esquinas.

ARTICULO 16 - ZAPATAS

16.1. GENERALIDADES

16.1.1. Las zapatas deberán dimensionarse para transmitir al suelo de cimentación una presión máxima que no exceda a la especificada en el Estudio de Mecánica de Suelos.

Se considerarán para este fin las cargas y momentos de servicio (sin amplificar) en la base de las columnas.

16.1.2. Las solicitaciones que se transfieran al suelo se deberán verificar para las distintas combinaciones de carga actuantes sobre la estructura.

16.1.3. En el caso de zapatas con pilotes, éstas se dimensionarán de acuerdo al número de pilotes requerido.

16.1.4. En el cálculo de las presiones de contacto entre las zapatas y el suelo no se deberán considerar tracciones.

16.1.5. A menos que el Estudio de Mecánica de Suelos no lo permita, se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de carga en los intervenga sismo o viento.

16.1.6. Las columnas o pedestales de forma circular o de polígono regular, podrán considerarse como columnas cuadradas con la misma área para efectos de la localización de las secciones críticas para diseño por flexión, cortante o longitud de anclaje del refuerzo en las zapatas.

16.1.7. En terrenos de baja capacidad portante, cimentaciones sobre pilotes y cuando el Estudio de Mecánica de Suelos lo recomiende, deberán conectarse las zapatas mediante vigas, evaluándose en el diseño el comportamiento de éstas de acuerdo a su rigidez y la del conjunto suelo-cimentación.

En los casos de muros de albañilería, se podrá lograr esta conexión mediante cimientos o sobrecimientos armados.

16.2. DISEÑO DE ZAPATAS POR FUERZA CORTANTE Y PUNZONAMIENTO

16.2.1. El diseño de zapatas por fuerza cortante y punzonamiento en la cercanía de la columna estará regida por la más severa de las siguientes dos condiciones:

a) Fuerza Cortante

Zapata que actúa como viga, con una sección crítica que se extiende en un plano a través del ancho total y que está localizada a una distancia «d» de la cara de la columna o pedestal.

En esta condición:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} b d$$

b) Punzonamiento

Zapata que actúa en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de tal forma que su perímetro b_o sea mínimo, pero que no necesita aproximarse a menos de «d/2» del perímetro del área de la columna.

En esta condición:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_c = (0,53 + 1,1 / \beta_c) \sqrt{f_c} b d$$

pero no mayor que:

$$1,1 \sqrt{f_c} b_o d$$

donde β_c es la relación del lado largo a lado corto de la sección de la columna y b_o es el perímetro de la sección crítica.

El peralte de las zapatas estará controlado por el diseño por corte y punzonamiento, debiendo verificarse adicionalmente la longitud de anclaje de las barras de refuerzo longitudinal del elemento que soporta.

16.3. DISEÑO DE ZAPATAS POR FLEXIÓN

16.3.1. El momento externo en cualquier sección de una zapata deberá determinarse haciendo pasar un plano vertical a través de la zapata y calculando el momento producido por las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.

16.3.2. Para el diseño por flexión se deberán considerar como secciones críticas las siguientes:

- a) La sección en la cara de la columna, muro o pedestal si estos son de concreto armado.
- b) En el punto medio entre el eje central y el borde del muro para zapatas que soporten muros de albañilería.
- c) En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la plancha metálica de apoyo para zapatas que soportan columnas metálicas o de madera.

16.3.3. En zapatas armadas en una dirección (cimentaciones corridas) y en zapatas cuadradas armadas en dos direcciones, el refuerzo deberá distribuirse uniformemente a través del ancho total de la zapata.

16.3.4. En zapatas rectangulares armadas en dos direcciones, el refuerzo deberá considerarse como se indica a continuación:

- a) En la dirección larga, el refuerzo se distribuirá uniformemente a través del ancho total.
- b) En la dirección corta, se concentrará una porción del acero total requerido en una franja centrada respecto al eje de la columna cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata.

Esta porción del acero total requerido será $2/(R+1)$ veces el área total, donde R es la relación lado largo a lado corto de la zapata. El resto del refuerzo deberá distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja así definida.

16.4. TRANSMISIÓN DE FUERZAS EN LA BASE DE COLUMNAS, MUROS O PEDESTALES ARMADOS

16.4.1. Las fuerzas y momentos en la base de columnas, muros y pedestales armados deberán transmitirse a la zapata a través del concreto y del refuerzo longitudinal que ancla en la zapata.

16.4.2. El esfuerzo de aplastamiento del concreto en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el elemento apoyado, no deberá exceder la resistencia al aplastamiento del concreto para cada superficie, de acuerdo con lo dispuesto en la Sección 12.8.

16.4.3. El refuerzo de acero longitudinal de la columna, muro o pedestal armado que pase a través de la junta entre estos y la zapata deberá ser capaz de transmitir:

- a) Toda la fuerza de compresión que exceda a la resistencia al aplastamiento menor del concreto de los elementos.
- b) Cualquier fuerza de tracción calculada en la junta entre el elemento apoyado y el elemento de apoyo.

16.4.4. Las fuerzas laterales deberán transmitirse al pedestal o a la zapata, de acuerdo con lo dispuesto en la Sección 13.5 ó mediante otros dispositivos aprobados.

16.4.5. Para columnas y pedestales armados vaciados en sitio, el área de refuerzo a través de la junta entre éstos y la zapata será como mínimo 0,005 veces el área del elemento apoyado.

16.4.6. Para muros vaciados en sitio, el área mínima de refuerzo a través de la junta entre estos y la zapata será no menor al área mínima vertical especificada para muros.

16.5. ZAPATAS INCLINADAS O ESCALONADAS

16.5.1. Las zapatas podrán ser inclinadas o escalonadas (peralte variable), debiéndose cumplir con los requisitos de diseño en toda sección.

16.5.2. Las zapatas inclinadas o escalonadas que se diseñen como una unidad deberán construirse de manera de asegurar su comportamiento como tal.

16.6. ZAPATAS COMBINADAS Y LOSAS DE CIMENTACIÓN

16.6.1. Las zapatas combinadas y las losas de cimentación deberán ser diseñadas considerando una distribu-

ción de las presiones del terreno acorde con las propiedades del suelo de cimentación y la estructura y con los principios establecidos en la Mecánica de Suelos.

16.6.2. No deberá usarse el Método Directo de diseño del Capítulo 17.

16.7. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA ZAPATAS SOBRE PILOTES

16.7.1. El cálculo de los momentos y cortantes para zapatas apoyadas sobre pilotes deberá basarse en la suposición de que la reacción de cualquier pilote está concentrada en el eje del mismo.

16.7.2. Deberá verificarse el esfuerzo de punzonamiento producido por la acción de la carga concentrada del pilote en la zapata.

ARTICULO 17 - LOSAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES

17.1. GENERALIDADES

17.1.1. Las disposiciones de este Capítulo rigen el diseño de losas armadas en dos direcciones con o sin vigas de apoyo.

17.1.2. Las losas podrán ser macizas, aligeradas o nervadas.

17.1.3. El peralte mínimo de las losas armadas en dos direcciones estarán de acuerdo con lo indicado en la Sección 10.5.

17.2. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

17.2.1. El análisis de una losa armada en dos direcciones se podrá realizar mediante cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad, si se demuestra que cumple con los requisitos de resistencia requerida (Secciones 10.2 y 10.3) y las condiciones de servicio relativas a deflexiones y agrietamiento (Sección 10.4).

17.2.2. Para losas armadas en dos direcciones que tienen paños rectangulares o cuadrados, con o sin vigas de apoyo considerando cargas uniformemente repartidas, en lugar de realizar el análisis indicado en la sección anterior, se podrá utilizar los métodos aproximados de las Secciones 17.8 y 17.9.

17.3. REFUERZO DE LA LOSA

17.3.1. El área de refuerzo en cada dirección deberá determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas, pero no será menor que la indicada en la Sección 11.5.4.

17.3.2. El espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no deberá exceder de tres veces el espesor de las losas, excepto en el caso de losas nervadas o aligeradas.

17.3.3. Por lo menos $1/3$ del refuerzo por momento positivo perpendicular a un borde discontinuo, deberá prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud de anclaje de por lo menos 15 cm en las vigas o muros perimetrales.

17.3.4. El refuerzo por momento negativo, perpendicular a un borde discontinuo, deberá anclarse en las vigas o muros perimetrales para que desarrolle su esfuerzo de tracción, de acuerdo a lo requerido en el Capítulo 8.

17.3.5. Cuando la losa no esté apoyado en una viga o muro perimetral (tramo exterior) el anclaje del refuerzo se hará dentro de la propia losa.

17.3.6. Las losas con vigas de apoyo tendrán un refuerzo especial en las esquinas exteriores, tanto en la cara inferior como en la superior de la losa de acuerdo a:

a) El refuerzo especial tanto en la cara inferior como en la superior deberá ser suficiente para resistir un momento igual al momento positivo máximo (por metro de ancho) de la losa.

b) La dirección del momento deberá suponerse paralela a la diagonal que parte de la esquina para la cara superior de la losa y perpendicular a la diagonal para la cara inferior de la losa.

c) El refuerzo especial deberá colocarse a partir de la esquina a una distancia en cada dirección igual a $1/5$ de la longitud mayor del paño.

d) El refuerzo de la losa se podrá colocar paralelo a la dirección del momento, o en dos direcciones paralelas a los lados del paño.

17.4. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA LOSAS SIN VIGAS**17.4.1. GENERALIDADES**

17.4.1.1. Las estructuras diseñadas considerando losas sin vigas deberán tener en cuenta la transmisión de momentos entre las columnas y las zonas de losa cercanas a las mismas debido a cargas de gravedad desbalanceadas y a fuerzas laterales de sismo.

17.4.1.2. Se deberá prever muros de corte con el objeto de proporcionar adecuadas rigidez lateral y resistencia al sistema de losas sin vigas. No será necesaria esta exigencia si se demuestra que se satisfacen los requisitos de desplazamiento lateral máximo de la Norma Técnica de Edificación E.030 de Diseño Sismorresistente y se asegura una adecuada transmisión por cortante y flexión de los momentos entre la losa y las columnas.

17.4.1.3. Para proporcionar mayor resistencia por cortante en dos direcciones (punzonamiento), las losas sin vigas podrán diseñarse considerando ábacos o capiteles. Sólo se considerará estructuralmente efectiva la parte de capitel que se localice dentro del mayor cono circular, pirámide recta o cuña achaflanada con sus planos a no más de 45° del eje de la columna.

17.4.2. TRANSMISIÓN DE MOMENTO ENTRE LOSAS Y COLUMNAS PARA LOSAS SIN VIGAS

17.4.2.1. Cuando las cargas de gravedad y/o las fuerzas de sismo u otras fuerzas laterales causen transferencia de momento, una parte del momento deberá ser transferida por flexión y el resto por cortante excéntrico tal como se indica a continuación:

a) La parte del momento desequilibrado por flexión transferido se calculará evaluando γ_f :

$$\gamma_f = 1 / (1 + 2/3 \sqrt{b_1/b_2})$$

Siendo:

b1: Ancho total de la sección crítica, definida en la Sección 17.10.3.1, medida en la dirección de la luz para la cual se han determinado los momentos ($b_1=C_1+d$).

b2: Ancho total de la sección crítica, definida en la Sección 17.10.3.1, medida en la dirección perpendicular a b1 ($b_2=C_2+d$).

b) La parte del momento transferido por flexión deberá considerarse transmitida sobre una franja de losa cuyo ancho efectivo esté comprendido entre líneas localizadas a 1,5 veces el peralte de la losa o del ábaco fuera de la caras de la columna o del capitel.

c) Podrá concentrarse el refuerzo sobre la columna, reduciendo el espaciamiento o añadiendo refuerzo adicional, para resistir el momento transferido por flexión en el ancho efectivo definido.

d) La parte del momento desequilibrado transferido por cortante excéntrico se calculará evaluando γ_c :

$$\gamma_c = 1 - \gamma_f$$

Esta parte del momento transmitida por cortante se considerará aplicada sobre una sección ubicada a lo largo del perímetro b_o obtenido a una distancia $d/2$ desde las caras de la columna o capitel.

e) Los esfuerzos de cortante resultante de la transferencia de momento por excentricidad del cortante, deberán suponerse variables linealmente alrededor de la sección crítica.

El esfuerzo cortante resultante de la carga axial y de este momento será:

$$v_u = V_u / (b_o d) \pm \gamma_c \mu_c C / J_c$$

donde C es la distancia medida desde el centroide de la sección de corte a la sección crítica en estudio en la dirección donde actúa el momento y J_c es la propiedad de la sección crítica análoga al momento polar de inercia.

Para una columna interior de sección rectangular de lados C1 y C2, donde C1 está en la dirección donde actúa el momento, se tendrá:

$$b_o = 2 (C_1 + d) + 2 (C_2 + d) = 2 b_1 + 2 b_2$$

$$C_{m\max} = b_1 / 2$$

$$J_c = b_1^3 d / 6 + b_1 d^3 / 6 + d b_2 b_1^2 / 2$$

Para una columna exterior de sección rectangular de lados C1 y C2 se tendrá:

$$b_o = 2 b_1 + b_2$$

f) Los esfuerzos de cortante así obtenidos no deberán exceder el esfuerzo de cortante en dos direcciones (punzonamiento) indicado en la sección 17.10.

17.5. FRANJAS DE COLUMNAS Y FRANJAS CENTRALES - DEFINICIONES

17.5.1. Se denomina Franja de Columna a una franja de diseño con un ancho, a cada lado del eje de la columna igual a $0,25 l_1$ ó $0,25 l_2$, el que sea menor, donde l_1 , es la longitud del paño en la dirección en que se determinan los momentos y l_2 es la longitud del paño en la dirección transversal a l_1 , ambas medidas centro a centro de los apoyos.

17.5.2. La franja de columna incluye a la viga si ésta existe.

17.5.3. Se denomina franja central a una franja de diseño limitada por dos franjas de columnas.

17.6. ABERTURAS EN LOSAS

17.6.1. Se podrá tener aberturas de cualquier tamaño si se demuestra por medio del análisis que la resistencia última proporcionada es por lo menos igual a la requerida y que se cumplen las condiciones de servicio, considerándose los límites de deflexiones indicados en la Sección 10.5.

17.6.2. Se podrá omitir el análisis indicado en la Sección 17.6.1 siempre que una abertura en losa cumplan los siguientes requisitos:

a) Si están localizadas en la zona común de dos franjas centrales, se mantendrá la cantidad total de refuerzo requerido por el paño sin considerar la abertura.

b) La zona común de dos franjas de columna que se intersecten no deberá interrumpirse por abertura no será mayor de $1/8$ del ancho de la franja de columna más angosta. El equivalente del refuerzo interrumpido por la abertura deberá añadirse en los lados de ésta.

c) en la zona común de una franja de columna y una franja central, no deberá interrumpirse por las aberturas más de $1/4$ del refuerzo en cada franja. El equivalente del refuerzo interrumpido por una abertura deberá añadirse en los lados de ésta.

d) No deberá considerarse efectiva aquella parte del perímetro (b_o) de la sección crítica por cortante en dos direcciones (punzonamiento) que esté circunscrita por líneas rectas que se proyecten del centroide de la zona de reacción (columna o capitel) y que son tangentes a los límites de las aberturas.

Para el caso de cargas concentradas importantes deberá cumplirse la misma condición considerando el centroide de la zona de carga concentrada.

17.7. RIGIDEZ RELATIVA VIGA - LOSA

17.7.1. Se define α a la relación entre la rigidez a la flexión de la sección de la viga y la rigidez a la flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de dos tableros adyacentes (si los hay) en cada lado de la viga:

$$\alpha = I_v / I_l$$

siendo I_v el momento de inercia de la viga e I_l el momento de inercia de la losa.

17.7.2 Para el cálculo de I_v se considerará una viga T con ancho que incluya una porción de losa a cada lado de la viga, que se extienda una distancia igual a la proyección de la parte de la viga abajo o arriba de la losa (viga normal o viga invertida), la que sea mayor, pero no mayor que 4 veces el espesor de la losa.

17.7.3 La relación α se deberá evaluar para cada viga que forme un paño, denominándose α_m el promedio de los valores de α de todas las vigas de un paño.

17.8. MÉTODO DIRECTO**17.8.1. LIMITACIONES**

Este método será aplicable cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- a) Existen 3 ó más paños en cada dirección.
- b) Los paños sean rectangulares, con una relación de luz mayor a luz menor, no mayor de 2.
- c) Las longitudes de dos paños adyacentes no difieren en más de 1/3 de la luz mayor.
- d) Las columnas estén alineadas o tienen un desalineamiento como máximo igual al 10% de la longitud del paño en la dirección del desalineamiento, a partir de cualquier eje que una los centros de columnas sucesivas.
- e) Las cargas sean de gravedad y corresponden a cargas distribuidas uniformemente en todos los paños.
- f) La carga viva no excede a 3 veces la carga muerta.
- g) La relación de rigidez relativa de las vigas en dos direcciones perpendiculares no es menor que 0,2 ni mayor que 5.

Esta relación de rigidez se determinará calculando el cociente:

$$(\alpha_1 l_1^2) / (\alpha_2 l_2^2)$$

donde α_1 es el parámetro α definido en la sección anterior en la dirección l_1 y α_2 es el parámetro α en la dirección l_2 .

17.8.2. MOMENTO ESTÁTICO AMPLIFICADO TOTAL DE UN PAÑO

17.8.2.1. El momento estático amplificado total M_o deberá determinarse en una franja limitada lateralmente por el eje central del paño en cada lado del eje de los apoyos.

17.8.2.2. La suma absoluta de los momentos positivo y negativo promedio en cada dirección no será menor que:

$$M_o = w_u l_n^2 / 8$$

donde l_n es la luz libre entre columnas, capiteles o muros, no debiendo ser nunca menor a $0,65 l_1$ y w_u es la carga uniformemente repartida por unidad de área.

17.8.2.3. Cuando no se tenga la misma longitud transversal en los paños adyacentes al eje de los apoyos considerados, l_n se tomará como el promedio de las longitudes transversales adyacentes.

17.8.2.4. Cuando se considere el paño adyacente y paralelo a un borde, la distancia del borde al eje central del paño deberá considerarse como l_n .

17.8.3. MOMENTOS NEGATIVOS Y POSITIVOS AMPLIFICADOS

17.8.3.1. Los momentos negativos amplificados estarán localizados en la cara de los apoyos rectangulares. Los apoyos de forma circular o de polígono regular serán considerados como apoyos cuadrados con una área equivalente.

17.8.3.2. Los momentos negativos y positivos amplificados se obtendrán como un coeficiente multiplicado por M_o , de la siguiente forma:

a) PAÑOS INTERIORES					
	$M(-) = 0,65 M_o$ $M(+) = 0,35 M_o$				
b) PAÑOS EXTERIORES					
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5
Momento Negativo Interior	0,75	0,70	0,70	0,70	0,65
Momento Positivo	0,63	0,57	0,52	0,50	0,35
Momento Negativo Exterior	0,00	0,16	0,26	0,30	0,65

donde:

- CASO 1: Borde exterior no restringido
- CASO 2: Losa con vigas en todos los lados
- CASO 3: Losa sin vigas
- CASO 4: Losa sin vigas pero con viga de borde (sólo en el borde exterior)
- CASO 5: Borde exterior totalmente restringido

17.8.3.3. La sección sujeta a momento negativo deberá diseñarse para resistir el mayor de los dos momentos

negativos interiores determinados para los paños con un apoyo común.

17.8.3.4. Las vigas de borde o los bordes de la losa deberán tener las dimensiones adecuadas para resistir por torsión la parte de los momentos exteriores negativos que les corresponda.

17.8.3.5. Para transferencia de momento entre la losa y una columna de borde, en el caso de losa sin vigas, la resistencia nominal a momento de la franja de apoyo proporcionada deberá emplearse como el momento de transferencia por carga de gravedad de acuerdo con la Sección 17.4.2.

17.8.4. MOMENTOS AMPLIFICADOS EN LA FRANJA DE COLUMNA

17.8.4.1. Determinación de los Parámetros α_1 y β_t

a) El coeficiente α_1 es el coeficiente α de la Sección 17.7, determinado en la dirección de l_1 .

b) El coeficiente β_t representa la relación de rigidez torsional de la viga de borde (perpendicular a l_1) y la rigidez a flexión de la losa (en la dirección l_1).

$$\beta_t = C / (2 I_l)$$

donde:

$$C = \Sigma (1 - 0,63 X / Y) X^3 Y / 3$$

En la evaluación de C , se considerará la viga de borde como una viga T , compuesta por rectángulos de lados X e Y , siendo $X < Y$. La porción de losa que se deberá considerar como ancho efectivo para la viga de borde será igual a la proyección de la parte de la viga, situada por encima de la losa, la que sea mayor, no debiendo exceder de 4 veces el espesor de la losa.

Al descomponer la viga T en rectángulos de lados X e Y , (para efectos del cálculo de C), se deberá calcular las distintas posibilidades de subdivisión de la viga T en rectángulos, debiéndose considerar la sumatoria mayor.

Para el cálculo de I_l interesará el ancho total l_n .

17.8.4.2. Las franjas de columna se diseñarán para resistir los siguientes porcentajes del momento negativo o positivo total del paño.

a) Momento Negativo Interior:

l_2/l_1	0,5	1	2
$\alpha_1(l_2/l_1) = 0$	75	75	75
$\alpha_1(l_2/l_1) \geq 1$	90	75	45

b) Momento Negativo Exterior

l_2 / l_1	0,5	1	2
$\alpha_1(l_2/l_1) = 0$ $\beta_t = 0$ $\beta_t \geq 2,5$	100 75	100 75	100 75
$\alpha_1(l_2/l_1) \geq 1$ $\beta_t = 0$ $\beta_t \geq 2,5$	100 90	100 75	100 45

c) Momento Positivo:

l_2/l_1	0,5	1	2
$\alpha_1(l_2/l_1) = 0$	60	60	60
$\alpha_1(l_2/l_1) \geq 1$	90	75	45

En todos los casos se podrán hacer interpolaciones lineales.

17.8.4.3. Las porciones de la losa localizada dentro de la franja de columna deberá diseñarse para resistir la parte de los momentos no resistidos por las vigas.

17.8.5. MOMENTOS AMPLIFICADOS EN VIGAS

17.8.5.1. Si $\alpha_1(l_2/l_1)$ es mayor o igual que uno, las vigas contenidas en las franjas de columna deberán diseñarse para resistir el 85% de los momentos de la franja de columna.

17.8.5.2. Para valores de $\alpha_1(12/11)$ comprendidos entre 1 y 0, la proporción del momento de la franja de columna que debe ser resistido por la viga deberá obtenerse por interpolación lineal entre 85% y 0%.

17.8.5.3. Las vigas deberán diseñarse para resistir los momentos producidos por cargas de gravedad directamente aplicadas sobre ellas (tabiques o cargas concentradas especiales), no consideradas en la evaluación de w_u uniforme en el paño, y por cargas laterales de sismo u otras.

17.8.6. MOMENTOS AMPLIFICADOS DE LA FRANJA CENTRAL

Las franjas centrales se diseñarán para los momentos positivos y negativos no resistidos por la franja de columna, cada franja central deberá resistir la suma de los elementos asignados a sus dos mitades.

17.9. MÉTODO DE COEFICIENTES PARA LOSAS APOYADAS EN VIGAS O EN MUROS

17.9.1. LIMITACIONES

Se considerará que las losas consisten de franjas en cada dirección, de acuerdo a lo siguiente:

17.9.1.1. Se denomina franja central a aquella de ancho igual a la mitad del paño o tablero, simétrica respecto a la línea central del tablero y que se extiende en la dirección en que se consideran los momentos.

17.9.1.2. Se denomina franja de columna a aquella de ancho igual a la mitad del paño o tablero, que ocupa las dos áreas de una cuarta parte del tablero, fuera de la franja central.

17.9.1.3. En bordes discontinuos se considerará un momento negativo igual a un tercio del momento positivo.

17.9.2. DETERMINACIÓN DE MOMENTOS, CORTES Y SECCIONES CRÍTICAS

17.9.2.1. Las secciones críticas para momentos de flexión serán:

- A lo largo de los bordes del tablero en las caras de las vigas de apoyo para el caso de momentos negativos.
- A lo largo de las líneas medias de los tableros para el caso de momentos positivos.

17.9.2.2. Los momentos de flexión para las franjas centrales se calcularán por medio de las expresiones:

$$M_a = C w_u A^2 \quad y$$

$$M_b = C w_u B^2$$

donde:

- M_a : Es el momento de flexión en la dirección A.
- M_b : Es el momento de flexión en la dirección B.
- C : Es el coeficiente de momentos indicado en las Tablas 17.9.2.2a, 17.9.2.2b y 17.9.2.2c.
- w_u : Es la carga última uniformemente repartida por unidad de área de la losa.
- A : Es la luz libre del tramo en la dirección corta.
- B : Es la luz libre del tramo en la dirección larga.

17.9.2.3. Los momentos para las franjas de columnas serán reducidos gradualmente desde el valor total en el borde de la franja central hasta un tercio de estos valores en el borde del tablero.

17.9.2.4. Cuando el momento negativo a un lado del apoyo sea menor que el 80% del momento en el otro lado, la diferencia será distribuida en proporción a las rigideces relativas de las losas.

17.9.2.5. Las fuerzas cortantes en el tablero serán calculadas partiendo de la hipótesis de que la carga se distribuye a los apoyos según las proporciones indicadas en la Tabla 17.9.2.5.

17.9.3. VIGAS DE APOYO

Las cargas sobre las vigas de apoyo se calcularán mediante la Tabla 17.9.2.2a, para los porcentajes de cargas en las direcciones «A» y «B». En ningún caso la carga sobre la viga, a lo largo del tramo corto, será menor que aquella que corresponde a un área limitada por la intersección de líneas a 45° trazadas desde las esquinas.

La carga equivalente uniformemente repartida por metro lineal sobre esta viga corta es $w_u A/3$.

17.10. DISEÑO DE LOSAS POR FUERZA CORTANTE

17.10.1. GENERALIDADES

17.10.1.1. El diseño por fuerza cortante de las losas en dos direcciones deberá realizarse de acuerdo a lo indicado en esta sección y tomando en cuenta:

- Efecto de la fuerza cortante en la losa actuando como viga ancha.
- Efecto de la fuerza cortante en dos direcciones (punzonamiento).

17.10.1.2. El diseño por fuerza cortante y punzonamiento se hará considerando:

- Fuerza cortante como viga:

$$V_u \geq \phi V_n$$

$$V_n = V_c$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} \text{ bo } d$$

- Fuerza cortante en dos direcciones (punzonamiento):

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c$$

$$V_c = (0,53 + 1,1/\beta_c) \sqrt{f_c} \text{ bo } d$$

$$V_c < 1,1 \sqrt{f_c} \text{ bo } d$$

Donde β_c es la relación del lado largo al lado corto de la columna que recibe a la losa y bo es el perímetro de la sección crítica.

17.10.2. FUERZA CORTANTE EN LOSAS CON VIGAS

17.10.2.1. Las vigas cuyo parámetro $\alpha_1(12/11)$ sea mayor o igual a 1 deberán dimensionarse para resistir la fuerza cortante producida por las cargas actuantes en las áreas tributarias limitadas por líneas a 45°, trazadas desde las esquinas de los tableros y los ejes de los mismos adyacentes y paralelos a los lados mayores.

17.10.2.2. Además de la fuerza cortante producida por las cargas de la losa, las vigas deberán resistir la fuerza cortante producida por las cargas directamente aplicadas sobre ellas y por fuerzas laterales.

17.10.2.3. La resistencia a la fuerza cortante de la losa se deberá calcular suponiendo que la carga se distribuye a las vigas de apoyo de acuerdo a lo indicado en la Sección 17.10.2.1.

17.10.2.4. La sección crítica se considerará ubicada a una distancia d de la cara del apoyo.

17.10.3. FUERZA CORTANTE EN LOSAS SIN VIGAS

17.10.3.1. Las losas sin vigas deberán dimensionarse para el efecto de la fuerza cortante en dos direcciones (punzonamiento), debiéndose considerar una sección crítica ubicada a lo largo de la superficie formada por los planos trazados verticalmente a una distancia $d/2$ de las caras de la columna o del capitel si este existe (perímetro bo), además deberá verificarse en secciones sucesivas más distantes del apoyo.

17.10.3.2. Cuando la carga de gravedad, viento, sismo u otra fuerza lateral produzca transmisión de momentos en las conexiones entre las losas y las columnas, la fuerza cortante que se deriva de la transmisión de momento, deberá adicionarse a los esfuerzos provenientes de la carga aplicada por la losa en la sección crítica ubicada a $d/2$ de la columna, como se indica en la Sección 17.4.2.

17.11. DIMENSIONES MÍNIMAS PARA ÁBACOS

Cuando se emplee un ábaco para reducir la cantidad de refuerzo por momento negativo sobre la columna de una losa sin vigas, el tamaño del ábaco deberá estar de acuerdo con lo siguiente:

- El ábaco deberá extenderse en cada dirección, a partir del eje del apoyo a una distancia no menor de $1/6$ de la longitud del tramo, medida centro a centro de los apoyos en esa dirección.
- La proyección del ábaco por debajo de la losa deberá ser por lo menos $1/4$ del peralte de ésta.

c) En el cálculo del refuerzo requerido para la losa, el peralte del ábaco bajo ésta no deberá considerarse mayor de $1/4$ de la distancia del extremo del ábaco al borde de la columna o del capitel.

TABLA 17.9.2.2a) COEFICIENTES PARA MOMENTOS NEGATIVOS

$$M_{A \text{ neg}} = C_{A \text{ neg}} w_u A^2$$

$$M_{B \text{ neg}} = C_{B \text{ neg}} w_u B^2$$

donde w_u = carga total última uniformemente repartida.

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1,00 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$									
		0,045		0,050	0,075	0,071		0,033	0,061
		0,045	0,076	0,050			0,071	0,061	0,033
0,95 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,050		0,055	0,079	0,075		0,038	0,065
		0,041	0,072	0,045			0,067	0,056	0,029
0,90 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,055		0,060	0,080	0,079		0,043	0,068
		0,037	0,070	0,040			0,062	0,052	0,025
0,85 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,060		0,066	0,082	0,081		0,049	0,072
		0,031	0,065	0,034			0,057	0,046	0,021
0,80 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,065		0,071	0,083	0,086		0,055	0,075
		0,027	0,061	0,029			0,051	0,041	0,017
0,75 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,069		0,076	0,085	0,088		0,061	0,078
		0,022	0,056	0,024			0,044	0,036	0,014
0,70 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,074		0,081	0,086	0,091		0,068	0,081
		0,017	0,050	0,019			0,038	0,029	0,011
0,65 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,077		0,085	0,087	0,093		0,074	0,083
		0,014	0,043	0,015			0,031	0,024	0,008
0,60 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,081		0,089	0,088	0,095		0,080	0,085
		0,010	0,035	0,011			0,024	0,018	0,006
0,55 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,084		0,092	0,089	0,096		0,085	0,086
		0,007	0,028	0,008			0,019	0,014	0,005
0,50 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,086		0,094	0,090	0,097		0,089	0,088
		0,006	0,022	0,006			0,014	0,010	0,003

TABLA 17.9.2.2b) COEFICIENTES PARA MOMENTOS POSITIVOS DEBIDOS A LA
CARGA MUERTA

$$\left. \begin{aligned} M_A \text{ pos CH} &= C_A \text{ CH } w_{du} A^2 \\ M_B \text{ pos CH} &= C_B \text{ CH } w_{du} B^2 \end{aligned} \right\} \text{ donde } w_{du} \text{ carga muerta última uniformemente repartida.}$$




































































































Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9	
$1,00$	$C_A \text{ CH}$ 0,036	$C_B \text{ CH}$ 0,036	$C_A \text{ CH}$ 0,018	$C_B \text{ CH}$ 0,018	$C_A \text{ CH}$ 0,027	$C_B \text{ CH}$ 0,027	$C_A \text{ CH}$ 0,033	$C_B \text{ CH}$ 0,027	$C_A \text{ CH}$ 0,020	$C_B \text{ CH}$ 0,023
$0,95$	$C_A \text{ CH}$ 0,040	$C_B \text{ CH}$ 0,033	$C_A \text{ CH}$ 0,020	$C_B \text{ CH}$ 0,016	$C_A \text{ CH}$ 0,028	$C_B \text{ CH}$ 0,025	$C_A \text{ CH}$ 0,036	$C_B \text{ CH}$ 0,031	$C_A \text{ CH}$ 0,022	$C_B \text{ CH}$ 0,024
$0,90$	$C_A \text{ CH}$ 0,045	$C_B \text{ CH}$ 0,029	$C_A \text{ CH}$ 0,022	$C_B \text{ CH}$ 0,014	$C_A \text{ CH}$ 0,029	$C_B \text{ CH}$ 0,024	$C_A \text{ CH}$ 0,039	$C_B \text{ CH}$ 0,028	$C_A \text{ CH}$ 0,025	$C_B \text{ CH}$ 0,019
$0,85$	$C_A \text{ CH}$ 0,050	$C_B \text{ CH}$ 0,026	$C_A \text{ CH}$ 0,024	$C_B \text{ CH}$ 0,012	$C_A \text{ CH}$ 0,031	$C_B \text{ CH}$ 0,022	$C_A \text{ CH}$ 0,042	$C_B \text{ CH}$ 0,025	$C_A \text{ CH}$ 0,029	$C_B \text{ CH}$ 0,017
$0,80$	$C_A \text{ CH}$ 0,056	$C_B \text{ CH}$ 0,023	$C_A \text{ CH}$ 0,026	$C_B \text{ CH}$ 0,011	$C_A \text{ CH}$ 0,032	$C_B \text{ CH}$ 0,020	$C_A \text{ CH}$ 0,045	$C_B \text{ CH}$ 0,022	$C_A \text{ CH}$ 0,032	$C_B \text{ CH}$ 0,015
$0,75$	$C_A \text{ CH}$ 0,061	$C_B \text{ CH}$ 0,021	$C_A \text{ CH}$ 0,028	$C_B \text{ CH}$ 0,010	$C_A \text{ CH}$ 0,033	$C_B \text{ CH}$ 0,018	$C_A \text{ CH}$ 0,048	$C_B \text{ CH}$ 0,020	$C_A \text{ CH}$ 0,036	$C_B \text{ CH}$ 0,013
$0,70$	$C_A \text{ CH}$ 0,068	$C_B \text{ CH}$ 0,019	$C_A \text{ CH}$ 0,030	$C_B \text{ CH}$ 0,009	$C_A \text{ CH}$ 0,035	$C_B \text{ CH}$ 0,016	$C_A \text{ CH}$ 0,051	$C_B \text{ CH}$ 0,012	$C_A \text{ CH}$ 0,038	$C_B \text{ CH}$ 0,007
$0,65$	$C_A \text{ CH}$ 0,074	$C_B \text{ CH}$ 0,017	$C_A \text{ CH}$ 0,032	$C_B \text{ CH}$ 0,008	$C_A \text{ CH}$ 0,036	$C_B \text{ CH}$ 0,015	$C_A \text{ CH}$ 0,054	$C_B \text{ CH}$ 0,009	$C_A \text{ CH}$ 0,040	$C_B \text{ CH}$ 0,006
$0,60$	$C_A \text{ CH}$ 0,081	$C_B \text{ CH}$ 0,016	$C_A \text{ CH}$ 0,034	$C_B \text{ CH}$ 0,007	$C_A \text{ CH}$ 0,037	$C_B \text{ CH}$ 0,014	$C_A \text{ CH}$ 0,056	$C_B \text{ CH}$ 0,007	$C_A \text{ CH}$ 0,042	$C_B \text{ CH}$ 0,005
$0,55$	$C_A \text{ CH}$ 0,088	$C_B \text{ CH}$ 0,015	$C_A \text{ CH}$ 0,036	$C_B \text{ CH}$ 0,006	$C_A \text{ CH}$ 0,038	$C_B \text{ CH}$ 0,013	$C_A \text{ CH}$ 0,058	$C_B \text{ CH}$ 0,006	$C_A \text{ CH}$ 0,044	$C_B \text{ CH}$ 0,004
$0,50$	$C_A \text{ CH}$ 0,095	$C_B \text{ CH}$ 0,014	$C_A \text{ CH}$ 0,038	$C_B \text{ CH}$ 0,005	$C_A \text{ CH}$ 0,039	$C_B \text{ CH}$ 0,012	$C_A \text{ CH}$ 0,061	$C_B \text{ CH}$ 0,005	$C_A \text{ CH}$ 0,046	$C_B \text{ CH}$ 0,003

TABLA 17.9.2.2c) COEFICIENTES PARA MOMENTOS POSITIVOS DEBIDOS A LA CARGA VIVA

$$\left. \begin{aligned} M_A \text{ pos CV} &= C_A \text{ CV } \frac{w_u}{L} \\ M_B \text{ pos CV} &= C_B \text{ CV } \frac{w_u}{L} \end{aligned} \right\} \text{ donde } w_u = \text{Carga viva \u00faltima Uniformemente repartida.}$$

Relaci\u00f3n $a = \frac{A}{B}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$C_A \text{ CV}$	0,036	0,027	0,027	0,032	0,032	0,035	0,032	0,028	0,030
$C_B \text{ CV}$	0,036	0,027	0,032	0,032	0,027	0,032	0,035	0,030	0,028
$C_A \text{ CV}$	0,040	0,030	0,031	0,035	0,034	0,038	0,036	0,031	0,032
$C_B \text{ CV}$	0,033	0,025	0,029	0,029	0,024	0,029	0,032	0,027	0,025
$C_A \text{ CV}$	0,045	0,034	0,035	0,039	0,037	0,042	0,040	0,035	0,036
$C_B \text{ CV}$	0,029	0,022	0,027	0,026	0,021	0,025	0,029	0,024	0,022
$C_A \text{ CV}$	0,050	0,037	0,040	0,043	0,041	0,046	0,045	0,040	0,039
$C_B \text{ CV}$	0,025	0,019	0,024	0,023	0,019	0,022	0,026	0,022	0,020
$C_A \text{ CV}$	0,056	0,041	0,045	0,048	0,044	0,051	0,051	0,044	0,042
$C_B \text{ CV}$	0,023	0,017	0,022	0,020	0,016	0,019	0,023	0,019	0,017
$C_A \text{ CV}$	0,061	0,045	0,051	0,052	0,047	0,055	0,056	0,049	0,046
$C_B \text{ CV}$	0,019	0,014	0,019	0,016	0,013	0,016	0,020	0,016	0,013
$C_A \text{ CV}$	0,068	0,049	0,057	0,057	0,051	0,060	0,063	0,054	0,050
$C_B \text{ CV}$	0,016	0,012	0,016	0,014	0,011	0,013	0,017	0,014	0,011
$C_A \text{ CV}$	0,074	0,053	0,064	0,062	0,055	0,064	0,070	0,059	0,054
$C_B \text{ CV}$	0,013	0,010	0,014	0,011	0,009	0,010	0,014	0,011	0,009
$C_A \text{ CV}$	0,081	0,058	0,071	0,067	0,059	0,068	0,077	0,065	0,059
$C_B \text{ CV}$	0,010	0,007	0,011	0,009	0,007	0,008	0,011	0,009	0,007
$C_A \text{ CV}$	0,088	0,062	0,080	0,072	0,063	0,073	0,085	0,070	0,063
$C_B \text{ CV}$	0,008	0,006	0,009	0,007	0,005	0,006	0,009	0,007	0,006
$C_A \text{ CV}$	0,095	0,066	0,088	0,077	0,067	0,078	0,092	0,076	0,067
$C_B \text{ CV}$	0,006	0,004	0,007	0,005	0,004	0,005	0,007	0,005	0,004

**TABLA 17.9.2.5 RELACIONES DE CARGA w_d EN LAS DIRECCIONES A Y B PARA CONTANTES
EN TABLEROS Y CARGA SOBRE LOS APOYOS**

RELACION $a = A/B$	CASO 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1,00									
w_{dA}	0,50	0,50	0,17	0,50	0,83	0,71	0,29	0,33	0,67
w_{dB}	0,50	0,50	0,83	0,50	0,17	0,29	0,71	0,67	0,33
0,95									
w_{dA}	0,55	0,55	0,20	0,55	0,86	0,75	0,33	0,38	0,71
w_{dB}	0,45	0,45	0,80	0,45	0,14	0,25	0,67	0,62	0,29
0,90									
w_{dA}	0,60	0,60	0,23	0,60	0,88	0,79	0,38	0,43	0,75
w_{dB}	0,40	0,40	0,77	0,40	0,12	0,21	0,62	0,57	0,25
0,85									
w_{dA}	0,66	0,66	0,28	0,66	0,90	0,83	0,43	0,49	0,79
w_{dB}	0,34	0,34	0,72	0,34	0,10	0,17	0,57	0,51	0,21
0,80									
w_{dA}	0,71	0,71	0,33	0,71	0,92	0,86	0,49	0,55	0,83
w_{dB}	0,29	0,29	0,67	0,29	0,08	0,14	0,51	0,45	0,17
0,75									
w_{dA}	0,76	0,76	0,39	0,76	0,94	0,88	0,56	0,61	0,86
w_{dB}	0,24	0,24	0,61	0,24	0,06	0,12	0,44	0,39	0,14
0,70									
w_{dA}	0,81	0,81	0,45	0,81	0,95	0,91	0,62	0,69	0,89
w_{dB}	0,19	0,19	0,55	0,19	0,05	0,09	0,38	0,32	0,11
0,65									
w_{dA}	0,85	0,85	0,53	0,85	0,96	0,93	0,69	0,74	0,92
w_{dB}	0,15	0,15	0,47	0,15	0,04	0,07	0,31	0,26	0,08
0,60									
w_{dA}	0,89	0,89	0,61	0,89	0,97	0,95	0,76	0,80	0,94
w_{dB}	0,11	0,11	0,39	0,11	0,03	0,05	0,24	0,20	0,06
0,55									
w_{dA}	0,92	0,92	0,69	0,92	0,98	0,96	0,81	0,85	0,95
w_{dB}	0,08	0,08	0,31	0,08	0,02	0,04	0,19	0,15	0,05
0,50									
w_{dA}	0,94	0,94	0,76	0,94	0,99	0,97	0,86	0,89	0,97
w_{dB}	0,06	0,06	0,24	0,06	0,01	0,03	0,14	0,11	0,03

ARTICULO 18 - CONCRETO PRESFORZADO

18.1. ABBREVIATURAS

A	Área de la sección transversal comprendida entre la cara de tracción por flexión y el centro de gravedad de la sección total, cm ² .
Aps	Área del refuerzo presforzado en la zona en tracción, cm ² .
As	Área del refuerzo en tracción no presforzado, cm ² .
Av	Área del refuerzo por cortante.
A's	Área del refuerzo en compresión, cm ² .
A1	Área de aplastamiento de la plancha de anclaje de los tendones de postensado.
A2	Área máxima de la porción de la superficie de anclaje geoméricamente semejante y concéntrica al área de la placa de anclaje de los tendones de postensado.
b	Ancho de la cara en compresión del miembro, cm.
bw	Ancho mínimo del alma de un elemento con alas, cm.
Cm	Cargas muertas o fuerzas y momentos internos relacionados.

Cv	Cargas vivas o fuerzas y momentos internos relacionados.
d	Distancia de la fibra externa en compresión al centroide del refuerzo presforzado o al centroide combinado cuando se incluya refuerzo de tracción no presforzado, cm.
dp	Distancia de la fibra externa en compresión al centroide del refuerzo presforzado.
e	Base de los logaritmos neperianos.
fb	Esfuerzo de aplastamiento permisible en el concreto bajo la placa de anclaje de los tendones de postensado, con la zona de anclaje en el extremo adecuadamente reforzada.
fd	Esfuerzo debido a la carga muerta no amplificada, en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción se producen por cargas aplicadas externamente, kg/m ² .
fpc	Esfuerzo promedio de compresión en el concreto debido únicamente a la fuerza efectiva de presfuerzo (después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo), kg/m ² .
fpe	Esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a la fuerza efectiva de presfuerzo (des-

pués de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo) en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción se han producido por las cargas aplicadas externamente, kg/m².

fps Esfuerzo en el refuerzo presforzado a la resistencia nominal, kg/m².

fpu Resistencia especificada a la tracción de los tendones de presfuerzo, kg/m².

fpy Resistencia especificada a la fluencia de los tendones de presfuerzo, kg/m².

fr Módulo de rotura del concreto, kg/m².

fse Esfuerzo efectivo en el refuerzo presforzado (después que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo), kg/m².

fy Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no presforzado, kg/m².

f'c Resistencia especificada a la compresión del concreto, kg/m².

f'ci Resistencia a la compresión del concreto al momento del presfuerzo inicial, kg/m².

h Peralte total del elemento, cm.

I Momento de inercia de la sección que resiste las cargas amplificadas.

K Coeficiente de fricción longitudinal por metro de tendón de presfuerzo.

l Luz libre de losas planas en dos direcciones en el sentido paralelo al del refuerzo que se está determinando, cm. Véase la Sección 18.13.3.3.

lx Longitud del tendón de presfuerzo, del extremo en el gato a un punto cualquiera x, m. Véase la Sección 18.10.2.1.

Mmáx Momento máximo amplificado en la sección debido a cargas aplicadas externamente.

Nc Fuerza de tracción en el concreto debida a la carga muerta más la carga viva, no amplificadas (Cm+Cv).

Ps Fuerza del tendón de presfuerzo en el extremo del gato.

Px Fuerza del tendón de presfuerzo en cualquier punto x.

p Porcentaje de refuerzo en tracción no presforzado, $p = A_s / (b d)$

pp Porcentaje de refuerzo presforzado, $pp = A_{ps} / (b dp)$

p' Porcentaje de refuerzo en compresión, $p' = A'_s / (b d)$

s Espaciamiento entre estribos.

Vd Fuerza cortante en la sección, debida a la carga muerta no amplificada.

Vi Fuerza cortante amplificada en la sección, debida a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con Mmax.

Vci Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto cuando el agrietamiento diagonal es el resultado de la combinación de cortante y momento.

Vcww Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto cuando el agrietamiento diagonal es el resultado de los excesivos esfuerzos principales de tracción en el alma.

Vp Componente vertical de la fuerza efectiva de presfuerzo en la sección considerada.

w $p f_y / f'_c$

wp $pp f_{ps} / f'_c$

w' $p' f_y / f'_c$

ww; wpw; ww' Índices de refuerzo para secciones con alas, calculados de igual forma que w, wp y w', excepto que b será el ancho del alma y el área de refuerzo deberá ser la requerida para desarrollar únicamente la resistencia a la compresión del alma.

α Cambio angular total del perfil del tendón de presfuerzo, en radianes, desde el extremo del gato hasta cualquier punto x.

β1 Factor definido en la Sección 11.2.1f.

μ Coeficiente de fricción por curvatura.

φ Factor de reducción de resistencia.

18.2. DEFINICIONES

Se definen los siguientes términos para su uso en este Capítulo:

a) Anclaje.- Medio por el cual la fuerza pretensora se transfiere permanentemente al concreto.

b) Concreto Presforzado.- Concreto armado en el cual se han introducido esfuerzos internos para reducir los es-

fuerzos potenciales de tracción en el concreto resultantes de las cargas.

c) Fricción por curvatura.- Fricción que resulta de dobleces y curvas en el perfil especificado del tendón.

d) Fricción por alabeo.- Fricción causada por una desviación no intencional del tendón con relación a su perfil especificado.

e) Fuerza en el gato.- Fuerza temporal ejercida por el aparato que produce la tracción en los tendones.

f) Resistencia nominal a la fluencia.- Resistencia a la fluencia especificada por la norma pertinente y en concordancia con lo establecido en la Sección 3.4.

g) Postensionado.- Método de presfuerzo en el cual los tendones se tensan después que el concreto ha endurecido.

h) Pretensionado.- Método de presfuerzo en el cual los tendones se tensan antes que se coloque el concreto.

i) Presfuerzo efectivo.- El esfuerzo que permanece en los tendones después que han ocurrido todas las pérdidas, exceptuando los efectos de carga muerta y de cargas sobrepuestas.

j) Tendón.- Elemento de acero tal como alambre, cable, barra o torón, o un paquete de tales elementos, usado para impartir presfuerzo al concreto.

k) Tendones adheridos.- Tendones que están adheridos al concreto ya sea directamente o por medio de inyección de mortero. Los tendones no adheridos están libres de moverse con respecto al concreto que los rodea.

l) Transferencia.- Operación de transferir la fuerza del tendón al concreto.

18.3. ALCANCE

18.3.1. Las disposiciones de este Capítulo se aplican a elementos de concreto sujetos a flexión presforzados con acero de alta resistencia.

18.3.2. Todas las disposiciones de esta Norma que no se excluyan específicamente y que no estén en oposición con las disposiciones de este acápite, se considerarán aplicables a concreto presforzado.

18.3.3. Las siguientes disposiciones no se aplicarán al concreto presforzado: Secciones 7.6.5, 9.6, 9.8.2, 9.8.3, 9.8.4, 9.9, 11.4, 11.5, 11.7, 12.6.1, 12.6.2, 12.8, 15.3, 15.4, 15.6 y Capítulo 17.

18.4. CONSIDERACIONES GENERALES

18.4.1. Se investigarán los esfuerzos y la resistencia a la rotura en las condiciones de servicio y en todas las etapas de carga que puedan ser críticas durante la vida de la estructura desde que se aplica el presforzado.

18.4.2. Se tomarán en cuenta en el diseño las concentraciones de esfuerzos debidas al presfuerzo o a otras causas.

18.4.3. Se tomarán en cuenta los efectos sobre la estructura adyacente producidos por deformaciones elásticas y plásticas, deflexiones, cambios de longitud y rotaciones causadas por el presfuerzo; cuando su efecto es aditivo a los efectos de temperatura y contracción, se considerarán simultáneamente.

18.4.4. Se considerarán las posibilidades de pandeo en un elemento entre puntos de contacto del concreto con los tendones de presfuerzo. Se considerará también el pandeo de almas y alas delgadas.

18.4.5. Al calcular las propiedades de la sección previas a la adherencia de los tendones de presfuerzo, deberá considerarse el efecto de la pérdida del área debida a los ductos vacíos. El área transformada de los tendones adheridos puede ser incluida en miembros pretensionados y en miembros postensados después de la inyección.

18.4.6. El módulo de elasticidad del concreto se supondrá como se indica en la Sección 9.4.2.

18.4.7. El módulo de elasticidad del acero de presfuerzo será determinado por medio de ensayos o proporcionado por el fabricante.

18.5. HIPÓTESIS

18.5.1. Las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de la deformación.

18.5.2. En secciones agrietadas, se desprejiciará la capacidad del concreto para resistir tracciones.

18.6. ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO

18.6.1. Los esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la transmisión del presfuerzo (antes de las

pérdidas de presfuerzo dependientes del tiempo) no deberán exceder de lo siguiente:

- | | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| a) Esfuerzo de la fibra extrema en compresión: | 0,6 fci |
| b) Esfuerzo de la fibra extrema en tracción, excepto en lo permitido por c): | 0,8 √f'ci |
| c) Esfuerzo de la fibra extrema en tracción en los extremos de elementos simplemente apoyados: | 1,6 √f'ci |

Cuando los esfuerzos de tracción calculados excedan de estos valores, debe proporcionarse refuerzo auxiliar de adherencia (no presforzado o presforzado) en la zona de tracción para resistir la fuerza total de tracción en el concreto, calculada bajo la suposición de una sección no agrietada.

18.6.2. Los esfuerzos en el concreto bajo las cargas de servicio (después de que presenten todas las pérdidas de presfuerzo) no deberán exceder de los siguientes valores:

- | | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------|
| a) Esfuerzo de la fibra extrema en compresión: | 0,45 f'c |
| b) Esfuerzo de la fibra extrema en tracción, en la zona precomprimida: | 1,6 √f'c |
| c) Esfuerzo de la fibra extrema en tracción en la zona precomprimida de los elementos (excepto en sistemas de losas en dos direcciones) en los cuales el análisis basado en las secciones transformadas agrietadas y en las relaciones bilineales momento-deflexión demuestren que las deflexiones inmediatas y diferidas cumplen con los requisitos de las secciones 18.8 y 18.9.2: | 3,2 √f'c |

18.6.3. Los esfuerzos permisibles en el concreto de las Secciones 18.6.1 y 18.6.2 pueden sobrepasarse cuando se demuestre mediante ensayos o análisis que no se perjudica el comportamiento.

18.6.4. Cuando la transferencia de la fuerza de presfuerzo sea a través de planchas de apoyo, los esfuerzos de aplastamiento sobre el concreto debido al anclaje en concreto postensado con refuerzo adecuado en las regiones finales no excederán de:

- a) Inmediatamente después del anclaje del tendón:

$$f_b = 0,8 f'ci \sqrt{(A_2/A_1 - 0,2)} \leq 1,25 f'ci$$

- b) Después que han ocurrido las pérdidas de presfuerzo:

$$f_b = 0,6 f'c \sqrt{(A_2/A_1)} \leq f'c$$

18.7. ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL ACERO DE PRESFUERZO

Los esfuerzos de tracción en los tendones de presfuerzo no deberán exceder de lo siguiente:

- a) Debido a la fuerza del gato: 0,8 fpu ó 0,94 fpy el que sea menor, pero no mayor que el valor máximo recomendado por el fabricante de los tendones de presfuerzo o de los anclajes.

- b) Tendones de pretensado, inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo: 0,82 fpy, pero no mayor que 0,74 fpu

- c) En las zonas correspondientes a los anclajes y acopladores de los tendones postensados, inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo: 0,70 fpu

18.8. DEFLEXIONES

18.8.1. Se deberán calcular las deflexiones inmediatas de los elementos de concreto presforzado sujetos a flexión diseñados de acuerdo con los requisitos de este Capítulo, por medio de los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas. El momento de inercia de la

sección total de concreto podrá ser utilizado para secciones no agrietadas.

18.8.2. La deflexión adicional diferida en elementos de concreto presforzado deberá calcularse teniendo en cuenta los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo carga sostenida e incluyendo los efectos de la fluencia y la contracción del concreto, así como la relajación del acero.

18.8.3. La deflexión calculada de acuerdo con las Secciones 18.8.1 y 18.8.2 no debe exceder los límites estipulados en la Tabla 10.4.4.2.

18.9. RECUBRIMIENTOS

18.9.1. Deberá proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo presforzado y no presforzado, ductos y anclajes en los extremos, excepto en lo previsto en las Secciones 18.9.2 y 18.9.3.

	Recubrimiento mínimo, cm:
a) Concreto vaciado contra el suelo o en contacto con agua de mar:	7,0
b) Concreto en contacto con el suelo o expuesto al ambiente:	
Losas y nervaduras:	2,5
Muros:	3,0
Otros elementos:	4,0
c) Concreto no expuesto al ambiente ni en contacto con el suelo:	
Losas y nervaduras:	2,0
Muros:	2,5
Vigas y columnas:	
Refuerzo principal:	4,0
Estribos y espirales:	2,5
Cáscaras y láminas plegadas:	
Barras de 5/8" o menores:	1,0
Otro tipo de refuerzo:	db, pero no menos de 2 cm

18.9.2. Cuando los esfuerzos de tracción excedan lo estipulado en la Sección 18.6.2b para elementos de concreto presforzado expuestos a la acción del clima, al suelo o a un medio ambiente corrosivo, el recubrimiento mínimo de concreto deberá aumentarse en un 50%.

18.9.3. El recubrimiento mínimo para el refuerzo no presforzado en elementos de concreto presforzado fabricados en condiciones de control en la planta, deberá estar de acuerdo con lo especificado en las Secciones 7.2a y 7.2b.

18.10. PÉRDIDAS DE PRESFUERZO

18.10.1. Para determinar el presfuerzo efectivo fse deberán considerarse las siguientes fuentes de pérdidas de presfuerzo:

- Pérdidas por asentamiento del anclaje
- Acortamiento elástico del concreto
- Fluencia del concreto
- Contracción del concreto
- Relajación del esfuerzo en los tendones
- Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional o accidental de los tendones de postensado.

18.10.2. PÉRDIDAS POR FRICCIÓN EN LOS TENDONES DE POSTENSADO

18.10.2.1. El efecto de la pérdida por fricción en los tendones de postensado deberá calcularse por medio de: $P_x e^{(K_1 x + \mu \alpha)}$

Cuando $(K_1 x + \mu \alpha)$ no sea mayor que 0,3, el efecto de la pérdida por fricción podrá calcularse por medio de:

$$P_s = P_x (1 + K_1 x + \mu \alpha)$$

18.10.2.2. Las pérdidas por fricción debe basarse en los coeficientes de fricción por curvatura y alabeo $m\delta$ y K , determinados experimentalmente y deberán verificarse durante las operaciones de tensado del tendón.

Los valores de K (por metro lineal) y de $m\delta$ varían apreciablemente con el material y la rigidez del ducto y con el método de construcción.

18.10.2.3. Los valores de los coeficientes por curvatura y alabeo usados en el diseño y los rangos aceptables

para las fuerzas producidas por el gato en los tendones, al igual que el alargamiento de los tendones, deberán indicarse en los planos.

18.10.2.4. Cuando pueda ocurrir pérdida de presfuerzo en un elemento debido a la conexión del mismo con una construcción adyacente, dicha pérdida de presfuerzo deberá tomarse en consideración en el diseño.

18.11. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

18.11.1. La resistencia a la flexión de diseño se calculará con un análisis basado en la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones, usando las características de esfuerzo-deformación de los tendones y las suposiciones dadas en la Sección 11.2. En los cálculos se sustituirá f_{ps} por f_y para los tendones de presfuerzo.

18.11.2. En lugar de efectuar una determinación más precisa de f_{ps} con base en la compatibilidad de deformaciones y siempre que f_{se} sea mayor o igual a 0,5 f_{pu} , se podrán utilizar los siguientes valores aproximados:

a) Para elementos con tendones de presfuerzo adheridos:

$$f_{ps} = f_{pu} (1 - 0,5 \rho_p f_{pu} / f_c)$$

b) Para elementos con tendones de presfuerzo no adheridos siempre que la relación luz a peralte sea igual o menor de 35:

$$f_{ps} = f_{se} + 700 + f_c / (100 \rho_p)$$

pero f_{ps} no deberá tomarse mayor que f_{py} ni que $(f_{se} + 4200)$.

c) Para miembros con tendones de presfuerzo no adheridos, con una relación luz a peralte mayor de 35:

$$f_{ps} = f_{se} + 700 + f_c / (300 \rho_p)$$

pero f_{ps} no debe tomarse mayor que f_{py} ni que $(f_{se} + 2100)$.

18.11.3. En caso de utilizar refuerzo no presforzado con tendones de presfuerzo, este refuerzo deberá cumplir con la Sección 3.4.3, el cual contribuye a la fuerza de tracción con un esfuerzo igual a la resistencia especificada a la fluencia f_y .

Otro refuerzo no presforzado se podrá incluir en los cálculos de resistencia únicamente si se efectúa un análisis de compatibilidad de deformaciones con el fin de determinar el esfuerzo en dicho refuerzo.

18.12. LÍMITES DEL REFUERZO EN MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN

18.12.1. La relación entre el refuerzo presforzado y el refuerzo no presforzado usada para los cálculos de resistencia a la flexión de un elemento será tal que los valores de:

$$w_p, [w_p + (w - w') d / d_p] \text{ ó } [w_p w + (w w' - w' w') d / d_p]$$

no sean mayores de 0,3, excepto por lo dispuesto en la Sección 18.12.2.

18.12.2. Cuando se proporcione una relación de refuerzo mayor que la especificada en la Sección 18.12.1, la resistencia a la flexión de diseño no deberá exceder la resistencia a la flexión basada en el momento de la fuerza de compresión.

18.12.3. La cantidad total de refuerzo, presforzado y no presforzado, deberá ser la adecuada para obtener una carga de diseño de por lo menos 1,2 veces la carga de agrietamiento, calculada en base al módulo de rotura f_r especificado en la Sección 10.4.2.3, excepto en miembros a flexión con resistencia al corte y flexión de por lo menos el doble de la requerida en la Sección 10.2.

18.13. REFUERZO MÍNIMO ADHERIDO

18.13.1. En todos los miembros sujetos a flexión con tendones de presfuerzo no adheridos, deberá proporcionarse un área mínima de refuerzo adherido, tal como se requiere en las Secciones 18.13.2 y 18.13.3.

18.13.2. Excepto en lo dispuesto en la Sección 18.13.3, el área mínima del refuerzo adherido deberá calcularse por:

$$A_s = 0,004 A$$

18.13.2.1. El refuerzo adherido requerido en la Sección 18.13.2 deberá estar uniformemente distribuido en la zona de tracción precomprimida, tan cerca como sea posible de la fibra extrema en tracción.

18.13.2.2. El refuerzo adherido se requiere independientemente de las condiciones de esfuerzo bajo las cargas de servicio.

18.13.3. En losas planas armadas en dos direcciones, definidas como losas macizas de peralte uniforme, el área mínima y la distribución del refuerzo adherido deberán disponerse conforme a lo siguiente:

18.13.3.1. No se requerirá refuerzo adherido en las zonas de momento positivo donde el refuerzo de tracción calculado para el concreto bajo cargas de servicio (después de tomar en consideración las pérdidas de presfuerzo) no exceda de $0,53 \sqrt{f_c}$.

18.13.3.2. En zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tracción calculado en el concreto bajo cargas de servicio exceda de $0,53 \sqrt{f_c}$, el área mínima de refuerzo adherido deberá calcularse por:

$$A_s = N_c / (0,5 f_y)$$

donde la resistencia a la fluencia de diseño f_v no deberá exceder de 4200 kg/cm². El refuerzo adherido deberá distribuirse uniformemente sobre la zona de tracción precomprimida, tan cerca como sea posible de la fibra extrema en tracción.

18.13.3.3. En zonas de momento negativo cerca de las columnas de apoyo, el área mínima del refuerzo adherido en cada dirección deberá calcularse por:

$$A_s = 0,00075 h l$$

donde l es la luz libre en la dirección paralela a la del refuerzo que se está determinando. El refuerzo deberá distribuirse en una franja de losa limitada por los ejes localizados a 1,5 h fuera de las caras opuestas de la columna. Deberán proporcionarse por lo menos 4 barras o alambres en cada dirección. El espaciamiento del refuerzo adherido no deberá exceder de 30 cm.

18.13.4. La longitud mínima del refuerzo adherido requerida por las disposiciones de las Secciones 18.13.2 y 18.13.3 deberá ser de acuerdo a:

18.13.4.1. En zonas de momento positivo, la longitud mínima del refuerzo adherido deberá ser 1/3 de la longitud de la luz libre y estar centrado con la zona de momento positivo.

18.13.4.2. En zonas de momento negativo, el refuerzo adherido deberá prolongarse 1/6 de la luz libre a cada lado del apoyo.

18.13.4.3. Cuando se suministre refuerzo adherido para contribuir a la resistencia de diseño a flexión de acuerdo con la Sección 18.11.3 ó para las condiciones de esfuerzos de tracción de acuerdo con la Sección 18.13.3.2, la longitud mínima deberá estar de acuerdo a las disposiciones del Capítulo 8.

18.14. RESISTENCIA AL CORTANTE

18.14.1. El diseño por fuerza cortante de elementos de concreto presforzado sujetos a flexión se basará en las ecuaciones de la Sección 13.1.1 y lo establecido en la Sección 13.1.2.

18.14.2. Las secciones situadas a una distancia menor que « $h/2$ » desde la cara del apoyo podrán ser diseñadas para la fuerza cortante V_u calculada a una distancia « $h/2$ », si se cumplen las siguientes condiciones:

a) Cuando la reacción del apoyo, en dirección del corte aplicado, introduce compresión en las regiones cercanas al apoyo del elemento.

b) Cuando no existen cargas concentradas entre la cara del apoyo y la sección ubicada a una distancia « $h/2$ ».

18.14.3. CONTRIBUCIÓN DEL CONCRETO EN LA RESISTENCIA AL CORTE

18.14.3.1. Para elementos que tengan una fuerza efectiva de presfuerzo no menor al 40% de la resistencia a la

tracción del refuerzo por flexión, a menos que se efectúe un cálculo más detallado de acuerdo a la Sección 18.14.3.2:

$$V_c = (0,16\sqrt{f_c} + 49 V_u d / M_u) b_w d$$

El cociente $V_u d / M_u$ no deberá considerarse mayor a 1 en el cálculo de V_c , donde M_u es el momento actuante simultáneamente con V_u en la sección considerada.

V_c no será menor que: $0,53\sqrt{f_c} b_w d$ ni mayor que $0,13\sqrt{f_c} b_w d$, o el valor dado en la Sección 18.14.3.4 ó en la Sección 18.14.3.5.

18.14.3.2. La resistencia al cortante será el menor de los valores obtenidos en las expresiones señaladas en a) y en b):

a) La resistencia al cortante V_{ci} será:

$$V_{ci} = 0,16\sqrt{f_c} b_w d + V_d + V_i M_{cr} / M_{máx}$$

donde el momento de agrietamiento M_{cr} está dado por:

$$M_{cr} = (0,16\sqrt{f_c} + f_{pe} - f_d) I / Y_t$$

y los valores de $M_{máx}$ y V_i deberán calcularse de la distribución de la carga que produzca el momento máximo en la sección, pero sin que V_{ci} sea menor que:

$$0,45\sqrt{f_c} b_w d$$

b) La resistencia al cortante V_{cw} será:

$$V_{cw} = (0,93\sqrt{f_c} + 0,3 f_{pc}) b_w d + V_p$$

Alternativamente, V_{cw} podrá considerarse como la fuerza cortante que corresponde a la carga muerta más la carga viva, lo cual da como resultado un esfuerzo principal de tracción de $1,1\sqrt{f_c}$ en el eje centroidal del elemento o en la intersección del ala con el alma, cuando el eje centroidal está en el ala. En elementos compuestos, el esfuerzo principal de tracción se deberá calcular utilizando la acción transversal que resiste la carga viva.

18.14.3.3. En las ecuaciones de las Secciones 18.14.3.2.a y 18.14.3.2.b, d es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de presfuerzo ó $0,8h$, el que sea mayor.

18.14.3.4. En un elemento presforzado en el cual la sección a una distancia $h/2$ a partir de la cara del apoyo esté más cercana del extremo del elemento que la longitud de transferencia de los tendones de presfuerzo, la reducción del presfuerzo deberá tenerse en cuenta cuando se calcule V_{cw} . Este valor de V_{cw} también deberá considerarse como el límite máximo para la ecuación de la Sección 18.14.3.1. Debe suponerse que la fuerza de presfuerzo varía linealmente desde cero en el extremo del tendón hasta un máximo a una distancia del extremo del tendón igual a la longitud de transferencia, que se supone es de 50 veces el diámetro para torones y de 100 veces el diámetro para alambres individuales.

18.14.3.5. En un elemento presforzado donde la adherencia de algunos tendones no se extienda hasta el extremo del elemento, deberá considerarse un presfuerzo reducido al calcular V_c de acuerdo con las Secciones 18.14.3.1 ó 18.14.3.2. El valor de V_{cw} que se calcule al emplear el presfuerzo reducido, también deberá tomarse como el límite máximo para la ecuación de la Sección 18.14.3.1. La fuerza de presfuerzo debida a los tendones en los que la adherencia no se extienda hasta el extremo del elemento, podrá suponerse que varía linealmente desde cero en el punto en que comienza la adherencia hasta un máximo a la distancia desde este punto igual a la longitud de transferencia, suponiendo que sea 50 veces el diámetro para torones y 100 veces el diámetro para alambre individual.

18.14.4. CONTRIBUCIÓN DEL REFUERZO EN LA RESISTENCIA AL CORTE

18.14.4.1. La contribución del refuerzo en la resistencia al corte y su diseño se determinará de acuerdo a las disposiciones establecidas en las Secciones 13.3.1, 13.3.2 y 13.3.3.

18.14.4.2. El refuerzo mínimo por corte

El refuerzo mínimo por corte cumplirá con lo indicado en la Sección 13.3.4. Adicionalmente, se deberá cumplir

que para elementos que tengan una fuerza de presfuerzo efectiva no menor del 40% de la resistencia a la tracción del refuerzo por flexión, el área del refuerzo por corte no será menor que ninguno de los valores obtenidos en la fórmula de la Sección 13.3.4.2 y:

$$A_v = (A_{ps} f_{pu} s) / (80 f_y d) \sqrt{d / b_w}$$

18.15. PÓRTICOS Y ELEMENTOS CONTINUOS

18.15.1. Los pórticos y elementos continuos de concreto presforzado deberán ser diseñados para un comportamiento satisfactorio bajo condiciones de cargas de servicio y para la resistencia adecuada.

18.15.2. El comportamiento bajo condiciones de carga de servicio deberá determinarse por un análisis elástico, considerando las reacciones, momentos, cortantes y fuerzas axiales producidas por el presfuerzo, la fluencia, la contracción, los cambios de temperatura, la deformación axial, las restricciones de los elementos estructurales adyacentes y los asentamientos de la cimentación.

18.15.3. Los momentos a considerar para calcular la resistencia requerida deberán ser la suma de los momentos debidos a los efectos inducidos por el presfuerzo (con un factor de carga de 1) y los momentos debidos a las cargas de diseño, incluyendo la redistribución que se permite en la Sección 18.15.4.

18.15.4. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS NEGATIVOS DEBIDOS A CARGAS DE GRAVEDAD EN ELEMENTOS PRESFORZADOS CONTINUOS SUJETOS A FLEXIÓN

18.15.4.1. Cuando se proporcione refuerzo adherido en los apoyos de acuerdo con la Sección 18.13.2, los momentos negativos calculados por medio de la teoría elástica para una distribución de carga supuesta, podrán aumentarse o disminuirse en no más de:

$$20 \{ 1 - [w_p + (w-w') d / d_p] / (0,36 \beta_1) \} \%$$

18.15.4.2. Los momentos negativos modificados deben utilizarse para corregirse los momentos en las demás secciones dentro de la luz libre para la misma distribución de cargas.

18.15.4.3. La redistribución de momentos negativos se hará únicamente cuando la sección en la que se reduzca el momento se diseñe de tal manera que:

$$w_p, [w_p + (w-w') d / d_p] \delta [w_p + (w-w') d / d_p]$$

la que sea aplicable, sea menor que $0,24 \beta_1$.

18.16. ELEMENTOS EN COMPRESIÓN: CARGA AXIAL Y FLEXIÓN COMBINADAS

Los elementos de concreto presforzado sujetos a carga axial y flexión combinadas, con o sin refuerzo no presforzado, deberán ser dimensionados de acuerdo con los métodos de diseño de resistencia de esta Norma para elementos sin presfuerzo. Deberán incluirse los efectos del presfuerzo, la contracción, la fluencia y el cambio de temperatura.

18.17. SISTEMAS DE LOSAS

18.17.1. Los sistemas de losas presforzadas reforzadas para flexión en más de una dirección podrán diseñarse por cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y de compatibilidad geométrica. Las rigideces de las columnas y de las conexiones losa-columna, al igual que los efectos del presfuerzo de acuerdo con la Sección 18.15, deberán tomarse en consideración en el método de análisis.

18.17.2. Los coeficientes de cortante y de momento utilizados para el diseño de los sistemas de losa reforzada con acero no presforzado no deberán ser aplicados a los sistemas de losas presforzadas.

18.18. ZONAS DE ANCLAJE DE LOS TENDONES

18.18.1. En las zonas de anclaje de los tendones, deberá proporcionarse el refuerzo que se requiera para resistir los efectos de rotura violenta, separación y descascamiento inducidos por el anclaje de los tendones. Las zonas de cambio brusco de sección deberán reforzarse adecuadamente.

18.18.2. Para resistir el aplastamiento o para distribuir las fuerzas concentradas de presfuerzo, deberán colocarse bloques de extremo cuando éstos se requieran.

18.18.3. Los anclajes para postensado y el concreto que los soporte deberán ser diseñados para resistir la fuerza máxima del gato de acuerdo con la resistencia del concreto en el momento de la aplicación del presfuerzo.

18.18.4. Las zonas de anclajes para postensados deberán ser diseñadas para desarrollar la resistencia última a la tensión garantizada del tendón de presfuerzo, utilizando un factor de reducción ϕ de 0,9 para el concreto.

18.19. PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN DE TENDONES DE PRESFUERZO NO ADHERIDOS

18.19.1. Los tendones no adheridos deberán recubrirse completamente con un material adecuado que asegure la protección contra la corrosión.

18.19.2. El recubrimiento de los tendones deberá ser continuo en toda la longitud que no vaya a adherirse, y debe prevenirse la contaminación de pasta de cemento y la pérdida del material de recubrimiento durante la colocación del concreto.

18.20. PROTECCIÓN DE LOS TENDONES DE PRESFUERZO

18.20.1. El acero de pretensar estará limpio y libre de óxido excesivo, incrustaciones y picaduras. Se permitirá una oxidación ligera. El acero no adherido estará protegido permanentemente de la corrosión.

18.20.2. Las operaciones de cortar con soplete en la vecindad del acero pretensor, se harán cuidadosamente para que el acero pretensor no esté sujeto a temperaturas excesivas, chispazos de soldadura o corriente eléctrica a tierra.

18.21. DUCTOS PARA POSTENSADO

18.21.1. Los ductos para los tendones que se vayan a recubrir con lechada o para los tendones que no vayan a quedar adheridos, deberán ser herméticos al mortero y no reaccionar con el concreto, los tendones o el material de relleno.

18.21.2. Los ductos para tendones de un solo alambre, torón o barra que se vayan a recubrir con lechada, deberán tener un diámetro interior por lo menos 6mm mayor que el diámetro del tendón.

18.21.3. Los ductos para tendones de alambres, torones o barras múltiples, deberán tener un área transversal interior mayor o igual a 2 veces el área neta de los tendones.

18.21.4. Los ductos deben mantenerse libres de agua cuando los elementos que se vayan a inyectar con lechada esta expuestos a temperaturas inferiores al punto de congelación antes de la inyección de la lechada.

18.22. LECHADA PARA TENDONES DE PRESFUERZO ADHERIDOS

18.22.1. La lechada deberá consistir de cemento portland y agua o de cemento portland, arena y agua.

18.22.2. Los materiales para la lechada deberán ser conformes a lo siguiente:

a) El cemento portland deberá cumplir con la Sección 3.1.

b) El agua deberá cumplir con la Sección 3.3.

c) Si se usa arena, ésta deberá cumplir con lo indicado en la Sección 3.2.1.

d) Se podrán utilizar aditivos que cumplan con la Sección 3.5, de los cuales se sepa que no producen efectos perjudiciales en el acero, en el concreto o en la lechada. No deberá emplearse cloruro de calcio.

18.22.3. SELECCIÓN DE LA DOSIFICACIÓN PARA LA LECHADA

18.22.3.1. Las dosificaciones de los materiales para la lechada debe basarse en una de las dos condiciones siguientes:

a) Los resultados de pruebas de lechadas frescas o endurecidas antes de iniciar las operaciones de inyección de la lechada, o

b) Documentación experimental previa con materiales y equipos semejantes y bajo condiciones de campo comparables.

18.22.3.2. El cemento utilizado en la obra deberá corresponder a aquél en el cual se basó la selección de la dosificación.

18.22.3.3. El contenido de agua deberá ser el mínimo necesario para el bombeo adecuado de la lechada. No obstante, la relación agua/cemento no deberá exceder de 0,45 por peso (19 litros por saco).

18.22.3.4. No se deberá añadir agua con el fin de aumentar la fluidez de la lechada que haya disminuido por el uso retrasado de ésta.

18.22.4. MEZCLADO Y BOMBEO DE LA LECHADA

18.22.4.1. La lechada deberá ser preparada en un equipo capaz de efectuar un mezclado y una agitación mecánica continuos, que produzcan una distribución uniforme de los materiales. Debe cribarse y bombearse de manera tal que se llenen por completo los ductos de los tendones.

18.22.4.2. Antes de la inyección, los ductos estarán libres de agua, suciedad y otras sustancias extrañas. El método de inyectado será tal que se asegure el llenado completo de todos los vacíos entre el acero pretensor, el ducto y los aditamentos de anclaje.

18.22.4.3. La temperatura de los elementos al momento de la inyección de la lechada deberá ser mayor de 2°C y debe mantenerse por arriba de esta temperatura hasta que los cubos fabricados con la misma lechada, de 5 cm x 5 cm, curados en la obra logren una resistencia mínima a la compresión de 56 kg/cm².

18.22.4.4. La temperatura de la lechada no deberá ser superior a 32°C durante el mezclado y el bombeo.

18.23. APLICACIÓN Y MEDIDA DE LA FUERZA DE PRESFUERZO

18.23.1. La fuerza de presfuerzo deberá ser determinada por medio de los dos métodos siguientes:

a) La medida del alargamiento del tendón. Los requisitos de alargamiento deberán determinarse a partir de las curvas promedio carga-alargamiento de los tendones de presfuerzo utilizados.

b) La observación de la fuerza del gato en un manómetro calibrado o con una celda de carga o utilizando un dinamómetro calibrado.

Debe investigarse y corregirse la causa de cualquier diferencia en la determinación de la fuerza entre (a) y (b) que exceda el 5%.

18.23.2. Cuando la transferencia de la fuerza de los extremos de la cama de pretensado al concreto se efectúe cortando los tendones de presfuerzo con soplete, los puntos de corte y la secuencia de corte deberán predeterminarse para evitar esfuerzos temporales indeseables.

18.23.3. Los tramos largos expuestos de los torones pretensados deberán cortarse lo más cerca posible del elemento para reducir los impactos al concreto.

18.23.4. La pérdida total del presfuerzo debida a tendones rotos no reemplazados no deberá exceder del 2% del presfuerzo total.

18.24. ANCLAJES Y ACOPLADORES PARA POSTENSADO

18.24.1. Los anclajes y acopladores para tendones de presfuerzo adheridos y no adheridos deberán desarrollar al menos 95% de la resistencia a la rotura especificada en los tendones al ser probados bajo condición de no adherencia, sin exceder los corrimientos previstos. Para tendones adheridos, los anclajes y acopladores deberán estar localizados de tal manera que el 100% de la resistencia a la rotura especificada de los tendones se desarrolle en secciones críticas después que los tendones estén adheridos en el elemento.

18.24.2. Los acopladores deberán colocarse en zonas aprobadas por el Inspector y en ductos suficientemente grandes para permitir los movimientos necesarios.

18.24.3. Para elementos no adheridos sujetos a cargas repetitivas, deberá prestarse especial atención a la posibilidad de que se presente fatiga en los anclajes y acopladores.

18.24.4. Los anclajes, los acopladores y los dispositivos auxiliares deberán protegerse permanentemente contra corrosión.

18.25. DESARROLLO PARA TORONES DE PRESFUERZO

18.25.1. Los torones de pretensado de tres o siete alambres deberán adherirse más allá de la sección crítica con una longitud de desarrollo no menor que:

$$0,014 (f_{ps} - 2 f_{se} / 3) db$$

donde db es el diámetro del torón en centímetros, f_{ps} y f_{se} se expresan en kg/cm².

18.25.2. La investigación se podrá limitar a aquellas secciones transversales más cercanas a cada extremo del elemento cuando se requiera que desarrollen su resistencia total bajo las cargas amplificadas.

18.25.3. Cuando la adherencia de un torón no se extienda hasta el extremo de un elemento, deberá duplicarse la longitud de desarrollo de adherencia especificada en la Sección 18.25.1.

ARTICULO 19 – CÁSCARAS Y LÁMINAS PLEGADAS

19.1. ALCANCE Y DEFINICIONES.-

19.1.1. Las disposiciones de este capítulo son aplicables a cáscaras delgadas y láminas plegadas de concreto, incluyendo nervios y elementos de borde.

19.1.2. Todas las disposiciones de esta Norma que no estén específicamente excluidas y que no estén en conflicto con las disposiciones de este Capítulo, se aplicarán a las cáscaras.

19.1.3. **Cáscaras.-** Son estructuras espaciales, formadas por una o más losas curvas o láminas plegadas, cuyos espesores son pequeños comparados con sus otras dimensiones. Las cáscaras se caracterizan por su manera espacial de soportar cargas, que es determinada por su forma geométrica, la manera en que está apoyada y el tipo de carga aplicada.

19.1.4. **Láminas plegadas.-** Son un tipo especial de estructura laminar formada por la unión, a lo largo de sus bordes, de losas delgadas planas, de manera de crear una estructura espacial.

19.1.5. **Cáscaras nervadas.-** Son estructuras espaciales con el material colocado principalmente a lo largo de ciertas líneas nervadas, con el área entre los nervios abierta o cubierta con una losa delgada.

19.1.6. **Elementos auxiliares.-** Son los nervios o vigas de borde que sirven para rigidizar, hacer más resistente y/o servir de apoyo a la cáscara. Usualmente los elementos auxiliares actúan en conjunto con la cáscara.

19.1.7. **Análisis elástico.-** Es un análisis de fuerzas internas y deformaciones basado en satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones asumiendo un comportamiento elástico y representando con una aproximación adecuada el comportamiento tridimensional de la cáscara junto con sus elementos auxiliares.

19.1.8. **Análisis inelástico.-** Es un análisis de fuerzas internas y deformaciones basado en satisfacer las condiciones de equilibrio, las relaciones no lineales de esfuerzo-deformación para el concreto y el acero considerando la fisuración y las acciones dependientes del tiempo y la compatibilidad de deformaciones. El análisis representará con una aproximación adecuada el comportamiento tridimensional de la cáscara junto con sus elementos auxiliares.

19.1.9. **Análisis experimental.-** Es un procedimiento de análisis basado en la medida de desplazamiento y/o deformaciones unitarias de la estructura o su modelo. El análisis experimental puede basarse en un comportamiento elástico o inelástico.

19.2. ANÁLISIS Y DISEÑO

19.2.1. El comportamiento elástico será un fundamento aceptado para determinar fuerzas internas y desplazamientos de las cáscaras. Este tipo de comportamiento puede establecerse por cálculos basados en un análisis de la estructura de concreto no fisurada, en la que se asume que el material es linealmente elástico, homogéneo e isotrópico. El módulo de Poisson del concreto puede asumirse igual a cero.

19.2.2. En análisis inelástico podrá usarse cuando se muestre que tal método da una base segura para el diseño.

19.2.3. Se harán verificaciones de equilibrio entre las fuerzas internas y las cargas externas para asegurar una consistencia de los resultados.

19.2.4. Los procedimientos de análisis numérico o experimental podrán usarse cuando se muestre que estos dan una base segura para el diseño.

19.2.5. Los métodos aproximados de análisis que no satisfagan la compatibilidad de deformaciones dentro de la cáscara o entre la cáscara y sus elementos auxiliares podrán usarse cuando se muestre que tales métodos dan una base segura para el diseño.

19.2.6. En cáscaras presforzadas, el análisis deberá considerar el comportamiento bajo las cargas inducidas por el presfuerzo, al nivel de cargas de fisuración y de cargas amplificadas. Cuando los cables de presfuerzo se curven dentro de una cáscara, el diseño tendrá en cuenta las componentes de la fuerza sobre la cáscara que resultan del hecho que el cable resultante no está en un plano.

19.2.7. El espesor h de una cáscara delgada y su refuerzo serán determinados para satisfacer la resistencia y condiciones de servicio requeridas.

19.2.8. El diseño de las cáscaras deberá considerar y evitar la posibilidad de una falla por inestabilidad general o local.

19.2.9. Los elementos auxiliares se diseñarán aplicando las disposiciones pertinentes de esta Norma. Una parte de la cáscara igual al ancho de ala especificado en la Sección 9.8 puede asumirse que actúa con el elemento auxiliar. En esas partes de la cáscara, el refuerzo perpendicular al elemento auxiliar será por lo menos igual al exigido en la Sección 9.8.5 para el ala de una viga T.

19.3. RESISTENCIA DE DISEÑO DE LOS MATERIALES

19.3.1. La resistencia en compresión especificada del concreto f'_c a 28 días no será menor que 210 kg/cm².

19.3.2. El refuerzo de fluencia especificado del acero fy no será mayor de 4200 kg/cm².

19.4. REFUERZO DE LA CÁSCARA

19.4.1. El refuerzo de la cáscara se colocará para resistir los esfuerzos de tracción producidos por las fuerzas membranales internas, para resistir los momentos de flexión y de torsión, para controlar la fisuración producida por la contracción de fragua y cambios de temperatura y como refuerzo especial en los bordes, aberturas y puntos donde se coloquen insertos para aplicar cargas a la cáscara.

19.4.2. El refuerzo membranal se colocará en dos o más direcciones en todos los puntos de la cáscara.

19.4.3. El área de refuerzo de la cáscara en cualquier sección, medida en dos direcciones perpendiculares, no será menor que el refuerzo exigido para las losas indicado en la Sección 7.10 por efectos de contracción de fragua o temperatura.

19.4.4. El refuerzo necesario para resistir las fuerzas membranales de la cáscara será colocado de manera que la resistencia de diseño en cada dirección sea por lo menos igual a la componente de las fuerzas principales de membrana en la misma dirección debidas a las cargas amplificadas.

19.4.5. El área de refuerzo de tracción de la cáscara será limitada de manera que el refuerzo alcance la fluencia antes de que pueda producirse el aplastamiento del concreto en compresión.

19.4.6. En las zonas de esfuerzos elevados de tracción, el refuerzo membranar será colocado, de ser posible, en las direcciones de las fuerzas principales de tracción. Cuando esto no resulte práctico, el refuerzo membranar podrá colocarse en direcciones ortogonales.

19.4.7. Si la dirección en que se coloca el refuerzo tuviera una variación mayor de 10° respecto a la dirección de las fuerzas membranales principales de tracción, podrá ser necesario incrementar la cantidad de acero de refuerzo para limitar el ancho de posibles fisuras en condiciones de servicio.

19.4.8. Cuando la magnitud de los esfuerzos membranales principales de tracción varíe significativamente sobre el área de la superficie de la cáscara, el área de refuerzo que resiste la tracción total podrá concentrarse en las zonas de máximo esfuerzo de tracción, cuando se demuestre que esto da una base segura para el diseño. Sin embargo, la cuantía de refuerzo en cualquier parte de la zona de tracción de la cáscara no será menor de 0,0035, en base al espesor total de la cáscara.

19.4.9. El refuerzo necesario para resistir los momentos de flexión de la cáscara será calculado considerando la acción simultánea de las fuerzas axiales membranales que actúan en la misma zona. Cuando el acero de refuerzo se necesite sólo en una cara de la cáscara para resistir los momentos de flexión, una cantidad igual de refuerzo será colocada en la otra cara de la cáscara aunque los análisis no indiquen una inversión de momentos de flexión.

19.4.10. El refuerzo en cualquier dirección no estará espaciado más de 45 cm ni cinco veces el espesor de la cáscara. Cuando los esfuerzos membranales principales de tracción, en el área total de concreto, debido a las cargas amplificadas, excedan de $0,32\phi\sqrt{f'c}$, el acero de refuerzo no estará espaciado más de tres veces el espesor de la cáscara. El valor de ϕ será 0,9.

19.4.11. El refuerzo en la unión de la cáscara y los elementos de apoyo o de borde se anclará o se extenderá a través de tales elementos de acuerdo con los requisitos del Capítulo 8, excepto que la longitud mínima de desarrollo será $1,21d$, pero no menos de 45 cm.

19.4.12. Las longitudes de traslape de refuerzo de la cáscara serán las indicadas en el Capítulo 8, excepto que la longitud mínima de traslape de barras en tracción será 1,2 veces el valor indicado por tal capítulo, pero no menos de 45 cm. El número de empalmes en el acero principal de tracción será el mínimo necesario. Donde los empalmes sean necesarios se desplazarán alternadamente por lo menos una distancia $1d$. No se traslapará más de un tercio del refuerzo en cualquier sección.

19.5. CONSTRUCCIÓN

19.5.1. Cuando la remoción del encofrado esté basada en la obtención de un módulo de elasticidad específico del concreto debido a consideraciones de estabilidad o deflexiones, el valor del módulo de elasticidad E_c se determinará a partir de ensayos de flexión en probetas de vigas curadas en condiciones de obra. El número de probetas ensayadas, las dimensiones de las probetas y el procedimiento de ensayo serán especificados por el Ingeniero Proyectista.

19.5.2. El Ingeniero Proyectista especificará las tolerancias para la forma de la cáscara. Si la construcción resultara con diferencias, respecto a la forma de la cáscara, mayores que las tolerancias especificadas, se efectuará un análisis del efecto de las diferencias y se tomarán las medidas necesarias para asegurar un comportamiento seguro de la cáscara.

ARTICULO 20 - CONCRETO SIMPLE

20.1. GENERALIDADES

20.1.1. Esta sección provee los requerimientos mínimos para el diseño de elementos de concreto no reforzado o con refuerzos menores a los mínimos especificados para concreto reforzado, ya sean vaciados en sitio o prefabricados.

20.1.2. En las estructuras especiales, tales como arcos, estructuras enterradas y muros de gravedad, se

cumplirán los requisitos de esta sección cuando sean aplicables.

20.2. LIMITACIONES

20.2.1. El uso del concreto simple deberá limitarse a elementos totalmente apoyados sobre el suelo o soportados por otros elementos estructurales capaces de proveer un apoyo vertical continuo o cuando el efecto de arco asegure esfuerzos de compresión para todos los estados de carga.

20.2.2. No se permitirá el empleo de concreto simple en elementos estructurales sometidos a solicitaciones sísmicas que hayan sido determinadas en base a la capacidad de la estructura de disipar energía por ductilidad.

20.2.3. El uso de concreto simple para elementos en compresión que no sean arcos o muros, se permitirá sólo en pedestales con esbeltos menores que 3.

20.2.4. El peralte mínimo para zapatas de concreto simple será de 30 cm. No se permitirá el uso de zapatas de concreto simple apoyadas sobre pilotes.

20.2.5. Todos los materiales que se empleen para la fabricación del concreto simple (cemento, agregados, agua, aditivos, etc.) deberán cumplir los mismos requisitos que para concreto armado.

Esta exigencia también será aplicable a la dosificación, ensayo de probetas cilíndricas, encofrados, colocación, curado, evaluación y aceptación del concreto.

20.2.6. La resistencia mínima del concreto simple para fines estructurales medida en testigos cilíndricos a los 28 días de edad será de 140 Kg/cm².

20.2.7. Las juntas deberán dividir el elemento estructural en elementos discontinuos en flexión. El tamaño y la ubicación de las juntas deberán asegurar que no se presenten esfuerzos internos excesivos debido a la retracción de fraguado, cambios de temperatura y flujo plástico.

Las interrupciones en el llenado del concreto se permitirán sólo en las juntas predefinidas.

20.3. DISEÑO

20.3.1. Los esfuerzos se calcularán suponiendo un comportamiento lineal elástico bajo las cargas de diseño (multiplicadas por el factor de carga correspondiente) y no deberán exceder los siguientes valores:

a) Compresión por flexión:

$$f_c = 0,65 f'c$$

b) Tracción por flexión:

$$f_t = 0,85 \sqrt{f'c}$$

c) Esfuerzo cortante, como medida de la tracción diagonal en elementos que trabajan en una dirección:

$$v_c = 0,35 \sqrt{f'c}$$

d) Esfuerzo cortante, como medida de la tracción diagonal cuando el elemento trabaje en dos direcciones y la falla sea cónica o piramidal alrededor de la carga (punzonamiento):

$$v_c = 0,7 \sqrt{f'c}$$

e) Compresión axial:

$$f_a = 0,4 f'c \{ 1 - [(K1c) / (32 h)]^2 \}$$

f) Esfuerzo de aplastamiento:

$$f_p = 0,55 f'c$$

En estos esfuerzos ya se ha incluido el factor de reducción de resistencia ϕ .

Si se excedieran estos esfuerzos, deberá colocarse refuerzo y el elemento se diseñará como uno de concreto armado.

20.3.2. En el cálculo de esfuerzos debidos a flexión, flexión compuesta y corte, deberá considerarse la sección transversal completa del elemento, excepto para el caso de concreto vaciado contra el terreno para el cual la altura o peralte del elemento se considerará reducida en 5 cm.

20.3.3. Los elementos de concreto simple sometidos a flexión compuesta deberán ser diseñados de acuerdo a:

$$F_a / f_a + F_c / f_c \leq 1$$

donde:

F_a : Esfuerzo de compresión axial de diseño. (P_u /Área).

f_a : Esfuerzo admisible de compresión por axial.

F_c : Esfuerzo de compresión por flexión de diseño. ($M_u Y / I_g$).

f_c : Esfuerzo admisible de compresión por flexión.

Los esfuerzos de tracción superpuestos no excederán de los especificados en la Sección 20.3.1b).

20.3.4. El esfuerzo cortante en secciones rectangulares se calculará con:

$$v_u = 1,5 V_u / (2 b h)$$

20.3.5. Para otros tipos de secciones, el esfuerzo cortante se calculará con:

$$v_u = (V_u Q) / (I_g b)$$

El máximo esfuerzo cortante V_u se calculará a una distancia h de la cara del apoyo. Q es el momento estático del área por encima de la porción donde se calcula el esfuerzo cortante con respecto de la sección transversal al centro de gravedad.

20.4. CONCRETO CICLOPEO

20.4.1. Definición

Se denomina concreto ciclópeo a aquel concreto simple que es colocado conjuntamente con piedra desplazadora y que tiene las siguientes características:

a) La resistencia mínima del concreto de la matriz será $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$.

b) La piedra desplazadora no excederá del 30% del volumen total de concreto ciclópeo y será colocada de manera homogénea, debiendo quedar todos sus bordes embebidos en el concreto.

c) La mayor dimensión de la piedra desplazadora no excederá de la mitad de la menor dimensión del elemento ni será mayor de 250 mm.

20.4.2. Limitaciones

20.4.2.1. El uso de este concreto estará limitado a ciementos corridos, sobrecimientos, muros de contención de gravedad y falsas zapatas.

20.4.2.2. En elementos en voladizos con una longitud mayor a la mitad de su peralte, será necesario verificar los esfuerzos de flexión y corte.

ARTICULO 21 - CONCRETO PREFABRICADO

21.1. OBJETIVO

21.1.1. Las disposiciones de este capítulo se aplicarán en el diseño de elementos de concreto prefabricado, tal como se les define en el Capítulo 2.

21.1.2. Toda las disposiciones de esta Norma que no estén específicamente excluidas y que no contradigan las disposiciones de este Capítulo, deberán aplicarse al concreto prefabricado.

21.2. DISEÑO

21.2.1. El diseño de elementos prefabricados deberá considerar todas las condiciones de cargas y restricciones desde la fabricación inicial hasta completar la estruc-

tura, incluyendo el desencofrado, almacenamiento, transporte y montaje.

21.2.2. En construcciones prefabricadas que no tengan un comportamiento monolítico, deberán considerarse los efectos en todas las conexiones y uniones para asegurar un comportamiento adecuado del sistema estructural.

21.2.3. Deberán considerarse los efectos de las deflexiones iniciales y diferidas, incluyendo los efectos sobre los elementos interconectados.

21.2.4. El diseño de las uniones y los apoyos deberá incluir los efectos de todas las fuerzas que serán transmitidas, incluyendo la contracción, la fluencia, la temperatura, la deformación elástica, el viento y el sismo.

21.2.5. Todos los detalles deberán diseñarse tomando en cuenta las tolerancias de fabricación y montaje y los esfuerzos temporales del montaje.

21.3. PANELES PREFABRICADAS PARA MUROS

21.3.1. Los muros prefabricados, de carga y divisorios, deberán diseñarse de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 15.

21.3.2. Cuando los tableros prefabricados se diseñen para cubrir luces horizontales entre columnas o zapatas aisladas, la relación de altura a espesor no deberá limitarse, siempre que el efecto de la acción de viga de gran peralte, el pandeo lateral y las deflexiones se hayan tomado en cuenta en el diseño. Ver Capítulo 14.

21.4. DETALLES

21.4.1. Todos los detalles del refuerzo, uniones, elementos de apoyo, insertos, anclajes, recubrimiento del concreto, aberturas, dispositivos de izaje, fabricación y la tolerancia en el montaje deberán estar indicados en los planos.

21.4.2. Cuando lo apruebe el Proyectista, los dispositivos de anclaje (tales como espigas o inserciones) que sobresalgan del concreto o permanezcan expuestos para inspección podrán ser embebidos mientras el concreto esté en estado plástico siempre y cuando:

21.4.2.1. Los dispositivos de anclaje no estén sujetos al refuerzo por medio de elementos de sujeción o ganchos dentro del concreto plástico.

21.4.2.2. Los dispositivos de anclaje se mantengan en la posición correcta en tanto el concreto permanezca en estado plástico.

21.4.2.3. Los dispositivos de anclaje estén debidamente anclados a fin de desarrollar las cargas amplificadas requeridas.

21.5. IDENTIFICACION Y MARCADO

21.5.1. Cada elemento prefabricado deberá marcarse para indicar su ubicación en la estructura, la posición en que se deba colocar y la fecha de fabricación.

21.5.2. Las marcas de identificación deberán corresponder a las de los planos de montaje.

21.6. TRANSPORTE, ALMACENAMIENTO Y MONTAJE

21.6.1. Durante el curado, desencofrado, almacenamiento, transporte y montaje, los elementos prefabricados no deberán sobreexforzarse, alabearse, dañarse o, en el alguna otra forma, tener una contraflecha que los pueda afectar adversamente.

21.6.2. Los elementos prefabricados deberán estar arriostrados y soportados en forma adecuada durante el montaje para garantizar un alineamiento apropiado y la integridad estructural hasta que las uniones permanentes estén terminadas.

21.7. DEFLEXIONES

Ver el Capítulo 22 Sección 22.7.

ARTICULO 22 - ELEMENTOS DE CONCRETO COMPUESTOS SUJETOS A FLEXIÓN

22.1. OBJETIVO

22.1.1. Las disposiciones de este capítulo deberán aplicarse al diseño de los elementos compuestos sujetos a flexión, definidos como elementos de concreto, prefabricados o vaciados en obra, fabricados en lugares diferentes pero interconectados de manera tal que respondan a las cargas como una sola unidad.

22.1.2. Todas las disposiciones de esta Norma se aplican a los elementos compuestos sujetos a flexión, excepto en lo específicamente indicado en este capítulo.

22.2. GENERALIDADES

22.2.1. Un elemento compuesto, en su totalidad o en partes del mismo, podrá ser empleado para resistir cortante y momento.

22.2.2. Cada elemento individual deberá ser investigado para todas las etapas críticas de carga.

22.2.3. Si la resistencia especificada, el peso volumétrico u otras propiedades de los diversos elementos son diferentes, deberán utilizarse en el diseño las propiedades de los elementos individuales o los valores más críticos.

22.2.4. En los cálculos de resistencia de elementos compuestos no deberá hacerse distinción entre los elementos apuntalados y los no apuntalados.

22.2.5. Todos los elementos deberán diseñarse para resistir todas las cargas a las que serán sometidas antes del desarrollo total de la resistencia de diseño del elemento compuesto.

22.2.6. Se deberá proporcionar el refuerzo requerido para controlar el agrietamiento y prevenir la separación de los elementos individuales de los elementos compuestos.

22.2.7. Los elementos compuestos deberán cumplir con los requisitos de control de deflexiones dados en la Sección 22.7.

22.3. APUNTALAMIENTO

Cuando se emplee apuntalamiento, este no deberá ser retirado hasta que los elementos soportados hayan desarrollado las propiedades de diseño requeridas para resistir las cargas y limitar las deflexiones y el agrietamiento en el momento de retirar los puntales.

22.4. RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL

22.4.1. Cuando se considere que el cortante vertical va a ser resistido por todo el elemento compuesto, se deberá diseñar de acuerdo con los requisitos del Capítulo 13, como si se tratara de un elemento vaciado monolíticamente con la misma forma de sección transversal.

22.4.2. El refuerzo por cortante deberá estar totalmente anclado dentro de los elementos interconectados, de acuerdo con lo dispuesto en la Sección 7.11.2.

22.4.3. El refuerzo por cortante, anclado o prolongado, podrá considerarse como refuerzo transversal para tomar el cortante horizontal.

22.5. RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL

22.5.1. En un elemento compuesto, deberá asegurarse la transmisión completa de las fuerzas cortantes horizontales en las superficies de contacto de los elementos interconectados.

22.5.2. A menos que se calcule de acuerdo con la Sección 22.5.3, el diseño de las secciones transversales sujetas a cortante horizontal deberá basarse en:

$$V_u \leq \phi V_{nh}$$

donde V_u es la fuerza cortante amplificada en la sección considerada y V_{nh} es la resistencia nominal al cortante horizontal de acuerdo con lo siguiente:

22.5.2.1. Cuando las superficies de contacto estén limpias y libres de lechada y se hayan hecho intencional-

mente rugosas, la resistencia al cortante V_{nh} , no deberá ser mayor de $5,6 b_v d$, en Kg.

donde b_v es el ancho de la sección transversal en la superficie de contacto que se analiza para el corte horizontal.

22.5.2.2. Cuando se proporcione refuerzo transversal mínimo de acuerdo con la Sección 22.6 y las superficies de contacto estén limpias y libres de lechada pero no se hayan hecho intencionalmente rugosas, la resistencia al cortante V_{nh} , no deberá tomarse mayor de $5,6 b_v d$, en Kg.

22.5.2.3. Cuando se proporcione refuerzo transversal mínimo de acuerdo con la Sección 22.6 y las superficies de contacto estén limpias y libres de lechada y se hayan hecho intencionalmente rugosas a una amplitud total de 6 mm, la resistencia al cortante V_{nh} , no deberá tomarse mayor de $25 b_v d$, en Kg.

22.5.2.4. Cuando la fuerza cortante amplificada V_u en la sección sujeta a consideración excede de $\phi (24,6 b_v d)$, el diseño por cortante horizontal deberá hacerse de acuerdo con la Sección 13.5.

22.5.3. El cortante horizontal podrá investigarse calculando el cambio real de la fuerza de compresión o de tracción en cualquier segmento y deberán tomarse medidas para transferir esa fuerza como cortante horizontal al elemento de apoyo. La fuerza amplificada de cortante horizontal no deberá exceder la resistencia al cortante horizontal ϕV_{nh} como se indica en las Secciones 22.5.2.1 a 22.5.2.4, donde el área de la superficie de contacto A_c sustituye a $b_v d$.

22.5.4. Cuando exista tracción a través de cualquier superficie de contacto entre elementos interconectados, deberá suponerse transmisión de cortante por contacto sólo cuando se proporcione el mínimo refuerzo transversal de acuerdo con la Sección 22.6.

22.6. REFUERZO TRANSVERSAL PARA CORTANTE HORIZONTAL

22.6.1. Cuando se proporcione refuerzo transversal para transmitir cortante horizontal, el área de este refuerzo no deberá ser menor que la requerida en la Sección 13.4.4.3 y su espaciamiento no excederá de cuatro veces la menor dimensión del elemento soportado ni de 60 cm.

22.6.2. El refuerzo transversal para cortante horizontal podrá consistir en barras individuales o alambre, estribos de ramas múltiples o ramas verticales de malla de alambre soldado (liso o corrugado).

22.6.3. Todo el refuerzo transversal deberá anclarse totalmente dentro de los elementos interconectados de acuerdo con la Sección 8.3.

22.7. DEFLEXIONES

22.7.1. ELEMENTOS APUNTALADOS

Si los elementos compuestos sujetos a flexión se apoyan durante su construcción de tal forma que después de retirar los apoyos temporales la carga muerta sea soportada por la sección compuesta total, el elemento compuesto se podrá considerar equivalente a un elemento vaciado monolíticamente para el cálculo de deflexiones.

En elementos no presforzados, la parte del elemento en compresión determinará si se aplican los valores dados en la Sección 10.4.1 para el concreto de peso normal. Si se calcula la deflexión, deberán tomarse en cuenta las curvaturas que resultan de la contracción diferencial de los componentes prefabricados y vaciados en sitio y los efectos de la fluencia axial de un elemento de concreto presforzado.

22.7.2. ELEMENTOS SIN APUNTALAR

Si el peralte de un elemento prefabricado no presforzado sujeto a flexión cumple con los requisitos de la Sección 10.4.1, no necesita calcularse la deflexión que ocurre después que el elemento se convierte en elemento compuesto. Sin embargo, la deflexión diferida del elemento prefabricado deberá investigarse para la magnitud y duración de cargas antes del inicio de una acción compuesta efectiva.

22.7.3. La deflexión calculada de acuerdo con los requisitos de la Secciones 22.7.1 y 22.7.2 no deberá exceder de los límites dados en la tabla 10.4.4.2.

CAPITULO 6 EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS

ARTICULO 23 - EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS

23.1. GENERALIDADES

Si existen dudas razonables respecto de la seguridad de una estructura o de alguno de sus elementos o si se necesita información acerca de la capacidad de carga de una estructura en servicio para fijar sus límites de carga, se podrá ordenar que se efectúe una evaluación de la resistencia estructural ya sea por análisis, empleando pruebas de carga o por una combinación de ambos procedimientos. La evaluación será realizada por un ingeniero civil calificado.

23.2. EVALUACIÓN POR MEDIO DEL CÁLCULO

23.2.1. Si la evaluación de la resistencia se va a hacer por medio del análisis, se deberá realizar una minuciosa evaluación en obra de las dimensiones y detalles de los elementos estructurales, las propiedades de los materiales y demás condiciones propias de la estructura tal como está construida.

23.2.2. Los cálculos basados en lo indicado en la Sección 23.2.1 deberán garantizar que los factores de carga cumplen con los requisitos y propósitos de esta Norma.

23.3. PRUEBAS DE CARGA

23.3.1. GENERALIDADES

23.3.1.1. Si la evaluación de la resistencia se hace por medio de pruebas de carga, estas deberán ser realizadas por un ingeniero civil calificado.

23.3.1.2. Antes de efectuar las pruebas de carga, se deberán identificar los componentes críticos por medio del análisis. Deberá investigarse especialmente la resistencia al corte de los elementos estructurales cuestionados.

23.3.1.3. La prueba de carga deberá hacerse cuando la parte de la estructura que se va a someter a prueba tenga como mínimo 56 días de edad. Sin embargo, si el Inspector, el Proyectista y el Constructor están de acuerdo, se podrá hacer el ensayo a una edad menor.

23.3.1.4. Cuando se vaya a probar bajo carga únicamente una parte de la estructura, ésta deberá cargarse de manera que se pueda probar adecuadamente la zona que se sospeche sea débil.

23.3.1.5. Cuarenta y ocho horas antes de aplicar la carga de prueba, se deberá aplicar una carga que simule el efecto de aquella porción de las cargas muertas que aún no están actuando, debiendo permanecer aplicadas hasta que la prueba haya concluido.

23.3.2. PRUEBAS DE CARGA DE ELEMENTOS EN FLEXIÓN

23.3.2.1. Cuando se sometan a pruebas de carga los elementos a flexión de una construcción, incluyendo vigas y losas, se aplicarán las disposiciones adicionales de la Sección 23.3.2.

23.3.2.2. Inmediatamente antes de aplicar la carga de prueba se tomarán lecturas iniciales.

23.3.2.3. La parte de la estructura seleccionada para aplicar la carga deberá recibir una carga total, que incluya las cargas muertas que ya están actuando, equivalente a 0,8 (1,5 CM + 1,8 CV). La determinación de la carga viva (CV) deberá incluir la reducción permitida por la Norma E. 020 Cargas.

23.3.2.4. La carga de prueba deberá aplicarse gradualmente, con un mínimo de cuatro incrementos aproximadamente iguales, sin ocasionar impacto a la estructura y

de manera tal que no se produzca el efecto de arco en los materiales.

23.3.2.5. Después de transcurrir 24 horas de la aplicación de la carga de prueba, se tomarán lecturas de la deflexión inicial.

23.3.2.6. La carga de prueba deberá retirarse inmediatamente después de tomadas las lecturas de la deflexión inicial. Las lecturas de la deflexión final se tomarán 24 horas después de haberse retirado la carga de prueba.

23.3.2.7. Si la parte de la estructura sometida a la carga de prueba presenta evidencia visible de falla (fisuración, desprendimiento del recubrimiento o deflexiones de tal magnitud que sean incompatibles con los requerimientos de seguridad de la estructura), se considerará que la estructura no ha pasado satisfactoriamente la prueba, no debiendo autorizarse nuevas pruebas en la parte de la estructura previamente ensayada.

23.3.2.8. Si la parte de la estructura sometida a prueba de carga no presenta evidencia visible de falla, se considerará como una indicación de un comportamiento satisfactorio cualquiera de los dos criterios siguientes:

a) Si la deflexión máxima medida de una viga, piso o techo es menor de:

$$L^2 / (20000 h)$$

donde h es el peralte del elemento y L la distancia a ejes de los apoyos o la luz libre entre apoyos más el peralte del elemento, la que sea menor. Para losas armadas en dos direcciones, L será la luz mas corta.

b) Si se excede la condición anterior, deberá cumplirse que la recuperación de la deflexión dentro de las 24 horas siguientes al retiro de la carga de prueba es por lo menos el 75% de la deflexión máxima para concretos no presforzados y de 80% para concretos presforzados.

23.3.2.9. En el ensayo de voladizos, el valor de L se considerará igual a dos veces la distancia desde el apoyo al extremo del voladizo y la deflexión deberá ajustarse en el caso de que el apoyo experimente movimientos de cualquier tipo.

23.3.2.10. Las construcciones de concreto armado que no recuperen el 75% de la deflexión máxima, podrán volver a probar no antes de 72 horas de retirada la primera carga de prueba. La parte de la estructura ensayada se considerará satisfactoria cuando la parte probada de la estructura no muestre evidencias visibles de falla al someterla a prueba nuevamente y la recuperación de la deflexión causada por esta segunda carga de prueba es por lo menos el 80% de la deflexión máxima ocurrida en el segundo ensayo.

23.3.2.11. En los sistemas de concreto presforzado no se deberán repetir las pruebas.

23.3.3. OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Los elementos estructurales no sujetos a flexión deberán preferentemente ser investigados por medio del análisis.

23.4. ACEPTACIÓN DE MENORES CAPACIDADES DE CARGA

Si la estructura que está siendo investigada no satisface los requisitos o criterios indicados en las secciones anteriores, según corresponda, se podrá aprobar el empleo de cargas totales menores en la estructura basándose en los resultados de la prueba de carga o en el análisis.

23.5. SEGURIDAD

Las pruebas de carga deberán efectuarse de manera de garantizar la seguridad de las personas y de la estructura durante las mismas.

Las medidas de seguridad no deberán interferir con el procedimiento de ensayo o afectar sus resultados.

ANEXO I

NORMAS DE MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS CITADOS

A1.1 NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION

E.020-85 Cargas.

E.070-82 Albañilería.

Normas de Diseño Sismo-Resistente - 77.

A1.2 ITINTEC

334.001-87 Cementos. Definiciones y Nomenclatura.

334.044-89 Cementos. Cemento Portland Puzolánico Tipo IP. Requisitos.

339.033-77 Hormigón (concreto). Método de ensayo para la elaboración y curado de probetas cilíndricas de hormigón (concreto) en obras.

339.034-77 Hormigón (concreto). Método de ensayo a la compresión de probetas de hormigón (concreto).

339.036-77 Hormigón (concreto). Toma de muestras del hormigón (concreto) fresco.

339.047-79 Hormigón (concreto). Definiciones y Terminología relativa al hormigón.

339.059-80 Hormigón (concreto). Método para la extracción y ensayo de probetas cilíndricas y viguetas de hormigón endurecido.

339.086-81 Hormigón (concreto). Aditivos para el hormigón. Requisitos.

341.031-86# Barras de acero al carbono con resaltes, para concreto armado.

341.068-84 Alambre de acero para concreto armado.

350.002-84 Malla de alambre de acero soldado para concreto armado.

Proyecto de Norma Técnica Nacional Obligatoria (P.N.T.N.O.)

- 400.002-68 Materiales de Construcción. Terminología y Definiciones.
- 400.011-76 Agregados. Definiciones y Clasificación de Agregados para uso en Morteros y Concretos.
- 400.037-87 Agregados. Requisitos.

A1.3 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM)

- A184-84 Standard Specification for Fabricated Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement.
- A416-85 Standard Specification for Uncoated Seven-Wire Stress-Relieved Steel Strand for Prestressed Concrete.
- A421-85 Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete.
- A706-84 Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement.
- A722-81 Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bar for Prestressing Concrete.
- C33-84 Standard Specification for Concrete Aggregates.
- C94-85 Standard Specification for Ready-Mixed Concrete.
- C109-84 Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-inch or 50 mm Cube Specimens).
- C192-81 Standard Method of Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory.
- C260-77 Standard Specification for Air-Entraining Admixtures for Concrete.
- C494-82 Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete.
- C618-84 Standard Specification for Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Portland Cement Concrete.

A1.4 AMERICAN WELDING SOCIETY (AWS)

- AWS D1.4-79 Structural Welding Code-Reinforcing Steel.

A1.5 FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA)

- Report No. FHWA-RD-77-95 "Sampling and Testing for Chloride Ion in Concrete".

ANEXO Nº 2

EQUIVALENCIA DE FÓRMULAS ENTRE LOS SISTEMAS MKS (UNIDADES MÉTRICAS) Y SI (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES)

MKS		SI	
SECCIÓN			
4.3.2	$f'_{cr} = f'_c + 1,33s - 13$ (kg/cm ²)	,	$f'_{cr} = f'_c + 2,22s - 3,5$ (MPa)
6.3.2	$kl = 0,25 \sqrt{\frac{3}{f'_{cr}}}$ (cm)	,	$kl = 1,18 \sqrt{\frac{3}{f'_{cr}}}$ (cm)
7.10.2	0,0018 (4200/f _y)	,	0,0010 (400/f _y)
8.2.1	$ldh = 0,04$ db $f_y/\sqrt{f'_c}$ (cm)	,	$ldh = 0,03$ db $f_y/\sqrt{f'_c}$ (cm)
	$ldh = 0,004$ db f_y (cm)	,	$ldh = 0,004$ db f_y (cm)
8.3.1	$ld = 0,08$ db $f_y/\sqrt{f'_c}$ (cm)	,	$ld = db$ $f_y/4 \sqrt{f'_c}$ (cm)
	$ld = 0,004$ db f_y (cm)	,	$ld = 0,04$ db f_y (cm)
RTU. E.060 - 89			
MKS		SI	
SECCIÓN			
8.2.1	$ldg = 318$ db $\sqrt{f'_c}$ (cm)	,	$ldg = 100$ db $\sqrt{f'_c}$ (cm)
8.6.2	$0,11$ db $(f_y - 14061) \sqrt{f'_c}$ (cm)	,	$13db$ $(f_y - 1401) / 81 \sqrt{f'_c}$ (cm)
	$\frac{0,75}{3s}$ db $f_y/\sqrt{f'_c}$ (cm)	,	$\frac{2,5}{3s}$ db $f_y/\sqrt{f'_c}$ (cm)
8.8.1.2	$0,7 \sqrt{f'_c} / f_y$ db δ (cm)	,	$0,22 (\sqrt{f'_c} / f_y)$ db δ (cm)
8.12	0,007 f_y db	,	0,077 f_y db
9.4.2	$E_c = 15\ 000 \sqrt{f'_c}$ (kg/cm ²)	,	$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
9.4.3	$E_s = 2 \times 10^4$ (kg/cm ²)	,	$E_s = 200\ 000$ (MPa)
9.6.3	$db = \frac{0,85 \delta l f'_c}{f_y} = \frac{4000}{6000 + f_y}$,	$db = \frac{0,85 \delta l f'_c}{f_y} = \frac{400}{600 + f_y}$
10.4.2.2	$f_r = 2 \sqrt{f'_c}$ (kg/cm ²)	,	$f_r = 0,67 \sqrt{f'_c}$ (MPa)

III

III

SECCION

10.3	$h = \frac{I_n (800 + 0,071 \text{ } \mu\text{p})}{3n (0,05 + 5000) (a + 0,5 \text{ } \mu) + \text{ } \mu\text{p} (1 + 1/0,9)}$	10a)	$h = \frac{I_n (800 + 0,071 \text{ } \mu\text{p})}{3n (0,05 + 5000) (a + 0,5 \text{ } \mu) + \text{ } \mu\text{p} (1 + 1/0,9)}$	10a)
	$h = \frac{I_n (800 + 0,071 \text{ } \mu\text{p})}{3n (0,05 + 5000) (1 + \text{ } \mu\text{p})}$	10a)	$h = \frac{I_n (800 + 0,071 \text{ } \mu\text{p})}{3n (0,05 + 5000) (1 + \text{ } \mu\text{p})}$	10a)
	$h = \frac{I_n (800 + 0,071 \text{ } \mu\text{p})}{3n (0,05)}$	10a)	$h = \frac{I_n (800 + 0,071 \text{ } \mu\text{p})}{3n (0,05)}$	10a)
12.10.2.1	$13,5 + 0,01 \text{ } \mu\text{p}$	10a)	$13,5 + 0,01 \text{ } \mu\text{p}$	10a)
13.2.1	$V_c = 0,33 \sqrt{f'_c} \text{ } \mu\text{p} \text{ } d$	10g)	$V_c = \sqrt{f'_c} \text{ } \mu\text{p} \text{ } d$	10a)
	$V_c = \left[0,33 \sqrt{f'_c} + 17n \frac{\mu\text{p} \text{ } d}{A_g} \right] \text{ } \mu\text{p} \text{ } d$	10g)	$V_c = \left[\sqrt{f'_c} + 17n \frac{\mu\text{p} \text{ } d}{A_g} + 7 \right] \text{ } \mu\text{p} \text{ } d$	10a)
	$V_c = 0,3 \sqrt{f'_c} \text{ } \mu\text{p} \text{ } d$	10g)	$V_c = 0,3 \sqrt{f'_c} \text{ } \mu\text{p} \text{ } d$	10a)

III

III

SECCION

	$V_c = 0,33 \sqrt{f'_c} \text{ } \mu\text{p} \text{ } d \left[1 + 0,0071 \frac{\mu\text{p}}{A_g} \right]$	10g)	$V_c = 1 \sqrt{f'_c} \text{ } \mu\text{p} \text{ } d \left[1 + \frac{\mu\text{p}}{18 A_g} \right]$	10a)
	$V_c = 0,3 \sqrt{f'_c} \text{ } \mu\text{p} \text{ } d \sqrt{1 + 0,028 \frac{\mu\text{p}}{A_g}}$	10g)	$V_c = 0,3 \sqrt{f'_c} \text{ } \mu\text{p} \text{ } d \sqrt{1 + 0,3 \frac{\mu\text{p}}{A_g}}$	10a)
13.3.2.1	$0,8 \sqrt{f'_c} \text{ } \mu\text{p} \text{ } d$	10g)	$1 \sqrt{f'_c} / 41 \text{ } \mu\text{p} \text{ } d$	10a)
13.3.2.4	$2,1 \sqrt{f'_c} \text{ } \mu\text{p} \text{ } d$	10g)	$12 \sqrt{f'_c} / 21 \text{ } \mu\text{p} \text{ } d$	10a)
13.3.3.3	$1,1 \sqrt{f'_c} \text{ } \mu\text{p} \text{ } d$	10g)	$1 \sqrt{f'_c} / 23 \text{ } \mu\text{p} \text{ } d$	10a)
13.3.4.2	$A_g = 3,5 \frac{\mu\text{p} \text{ } d}{f_y}$	10a)	$A_g = \frac{\mu\text{p} \text{ } d}{3f_y}$	10a)
13.4.1.1	$0,13 \text{ } \mu\text{p} \sqrt{f'_c} \text{ } \mu\text{p} \text{ } d$	10g) + 10f)	$1 \text{ } \mu\text{p} \sqrt{f'_c} / 251 \text{ } \mu\text{p} \text{ } d$	10a) + 10f)
13.4.1.5	$T_u = 1,1 \text{ } \mu\text{p} \sqrt{f'_c} \text{ } \mu\text{p} \text{ } d$	10g) + 10f)	$T_u = \text{ } \mu\text{p} \left[\sqrt{f'_c} / 33 \text{ } \mu\text{p} \text{ } d \right]$	10a) + 10f)

SECCION

13.4.3.1 $T_c = \frac{0,20 \sqrt{f'c} E 3TY}{\sqrt{1 + \left[\frac{0,4 Vu}{Et Tu} \right]^2}}$ (kg/cm)

1. $T_c = \frac{(\sqrt{f'c} / 10) E 3TY}{\sqrt{1 + \left[\frac{0,4 Vu}{Et Tu} \right]^2}}$ (Newtons a mil)

13.4.3.2 $vc = \frac{0,33 \sqrt{f'c} bw d}{\sqrt{1 + 12,5 Et Tu/Vu}}$ (kg)

1. $V_c = \frac{\sqrt{f'c} / 6 bw d}{\sqrt{1 + 12,5 Et Tu/Vu}}$ (Newtons)

13.4.3.3 $i = 0,028 Nu/Aq$

1. $i = 0,3 Nu/Aq$

13.4.4.2 $Al = \left[\frac{10 E s}{fy} \left[\frac{Tu}{Tu + Vu} \right] - 2 Ac \right] \left[\frac{x1 + y1}{s} \right]$ (cm²)

1. $Al = \left[\frac{2,8 E s}{fy} \left[\frac{Tu}{Tu + Vu} \right] - 2 Al \right] \left[\frac{x1 + y1}{s} \right]$ (cm²)

$i = 0,028 Nu/Aq$

1. $i = 0,3 Nu /Aq$

SECCION

SECCION

SECCION

13.5.4 $58 \# Ac$ (kg)

1. $5,5 \# Ac$ (Newtons)

13.6.4 $58 \# bw d$ (kg)

1. $5,5 \# bw d$ (Newtons)

13.7.2.5 $84 \# \frac{7,0 b s}{fy}$ (cm²)

1. $84 \# \frac{20 s}{fy}$ (cm²)

14.4.3 $Vu = 0,18 (10 + 14/20) \sqrt{f'c} bw d$ (kg)

1. $Vu = \frac{1}{12} \left[10 + \frac{14}{s} \right] \sqrt{f'c} bw d$ (Newtons)

14.4.4 $1,6 \sqrt{f'c} bw d$ (kg)

1. $0,30 \sqrt{f'c} bw d$ (Newtons)

15.4.2.5 $Ncr = (q 12 \sqrt{f'c} + Nu/Aq) / 11$ (kg/cm)

1. $Ncr = (q 10,62 \sqrt{f'c} + Nu/Aq) / 11$ (Newtons a mil)

15.4.3.1 $2,6 \sqrt{f'c} t d$ (kg)

1. $0,80 \sqrt{f'c} t d$ (Newtons)

$Vc = 0,18 \sqrt{f'c} t d + \frac{Nu d}{sL}$ (kg)

1. $Vc = (\sqrt{f'c} / 4) t d + \frac{Nu d}{sL}$ (Newtons)

82

81

DECISION

$$V_c = \left[\frac{0,15 \sqrt{f'c} + 1 \left[\frac{0,2 \sqrt{f'c} + 0,2 \frac{N_u}{L_b}}{\frac{N_u}{V_u} - \frac{L}{2}} \right]} \right] b d \quad (Eq) \quad V_c = \left[\left[\frac{\sqrt{f'c}}{2} + L \left[\frac{\sqrt{f'c} + 2 \frac{N_u}{L_b}}{\frac{N_u}{V_u} - \frac{L}{2}} \right] \right] b d \right] \quad (Newton)$$

- 13.4.4 $V_u \leq 1,40 \cdot 0 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$ (Eq) ; $V_u \leq 0 \cdot (\sqrt{f'c} / 2) \cdot b \cdot d$ (Newton)
- 14.2.1 $V_c = 10,55 + 1,1/6d \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$ (Eq) ; $V_c = (1 + 2/6c) \sqrt{f'c} / 61 \cdot b \cdot d$ (Newton)
- 18.4.1 $0,8 \sqrt{f'c}$ (kg/cm²) ; $0,25 \sqrt{f'c}$ (MPa)
- 1,8 $\sqrt{f'c}$ (kg/cm²) ; $0,50 \sqrt{f'c}$ (MPa)
- 18.4.2 $3,2 \sqrt{f'c}$ (kg/cm²) ; $1,00 \sqrt{f'c}$ (MPa)
- 18.11.2 $f_{ps} = f_{su} + 700 + \frac{f'c}{100 \text{ ps}}$ (kg/cm²) ; $f_{ps} = f_{su} + 70 + \frac{f'c}{100 \text{ ps}}$ (MPa)

83

81

DECISION

- $f_{su} = 4700$ (kg/cm²) ; $f_{su} = 400$ (MPa)
- $f_{ps} = f_{su} + 700 + \frac{f'c}{100 \text{ ps}}$ (kg/cm²) ; $f_{ps} = f_{su} + 70 + \frac{f'c}{100 \text{ ps}}$ (MPa)
- $f_{su} = 2100$ (kg/cm²) ; $f_{su} = 200$ (MPa)
- 18.13.1 $0,55 \sqrt{f'c}$ (kg/cm²) ; $\sqrt{f'c} / 6$ (MPa)
- 18.14.3.1 $V_c = \left[\frac{0,16 \sqrt{f'c} + 0,07 \frac{N_u \cdot d}{N_u}} \right] b \cdot d$ (Eq) ; $V_c = \left[\frac{\sqrt{f'c}}{20} + 0,5 \frac{V_u \cdot d}{N_u} \right] b \cdot d$ (Newton)
- $0,3 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$ (Eq) ; $0,4 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$ (Newton)
- 18.14.5.2 $V_c = 0,16 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d + V_d + \frac{V_U \cdot N_{cr}}{N_{td}}$ (kg) ; $V_c = (\sqrt{f'c} / 20) \cdot b \cdot d + V_d + \frac{V_U \cdot N_{cr}}{N_{td}}$ (Newton)
- $0,15 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$ (kg) ; $0,14 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$ (Newton)

ESPECIFICACIONES

$V_{cr} = \left[\frac{1}{\gamma_t} \right] \left[1,4 \sqrt{f'_c} + f_{pu} - f_{cl} \right]$	(kg/cm ²)	, $V_{cr} = \left[\frac{1}{\gamma_t} \right] \left[E(\sqrt{f'_c} / 21 + f_{pu} - f_{cl}) \right]$	(Newtons x mil)
$V_{cu} = (0,93 \sqrt{f'_c} + 0,3 f_{pu}) b_w d + V_p$	(kg)	, $V_{cu} = 0,3 (\sqrt{f'_c} + f_{pu}) b_w d + V_p$	(Newtons)
$1,1 \sqrt{f'_c}$	(kg/cm ²)	, $\sqrt{f'_c} / 25$	(MPa)
18.23.1 $0,014 (f_{pu} - (2/3) f_{cu}) b$	(cm)	, $f_{pu} - (2/3) f_{cu} d / 7$	(cm)
19.4.10 $0,31 \sqrt{f'_c}$	(kg/cm ²)	, $0,31 \sqrt{f'_c}$	(MPa)
20.3.1 $f_t = 0,05 \sqrt{f'_c}$	(kg/cm ²)	, $f_t = 0,26 \sqrt{f'_c}$	(MPa)
$v_c = 0,19 \sqrt{f'_c}$	(kg/cm ²)	, $v_c = 0,11 \sqrt{f'_c}$	(MPa)
$v_c = 0,3 \sqrt{f'_c}$	(kg/cm ²)	, $v_c = 0,22 \sqrt{f'_c}$	(MPa)
22.5.2.1 $5,6 b_v d$	(kg)	, $0,6 b_v d$	(Newtons)
22.5.2.2 $24,6 b_v d$	(kg)	, $2,5 b_v d$	(Newtons)

ESPECIFICACIONES NORMATIVAS PARA DISEÑO EN CONCRETO ARMADO EN EL CASO DE EDIFICACIONES CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA (EMDL)

1. MATERIALES

1.1. La resistencia a la compresión del concreto en los EMDL, debe ser como mínimo $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$, salvo en los sistemas de transferencia donde deberá usarse $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

1.2. El diseño de mezclas para los muros de espesores reducidos, deberá tomar en cuenta las consideraciones de trabajabilidad.

1.3. El acero de las barras de refuerzo en los muros, deberá ser dúctil, de grado 60 siguiendo las especificaciones ASTM A615 y ASTM A706.

1.4. Se podrá usar malla electrosoldada corrugada con especificaciones ASTM A496 y A497 con las limitaciones indicadas en 2.2.

2. DISEÑO DE MUROS

2.1. El espesor mínimo de los muros de ductilidad limitada deberá ser de 0,10 m.

2.2. Se podrá usar malla electrosoldada como refuerzo repartido de los muros de edificios de hasta 3 pisos y, en el caso de mayor número de pisos, se podrá usar mallas sólo en los pisos superiores, debiéndose usar acero que cumpla con 1.3 en el tercio inferior de la altura.

2.3. En todos los casos el refuerzo concentrado en los extremos de los muros deberá ajustarse a lo indicado en 1.3.

2.4. Si se usa malla electrosoldada, para el diseño deberá emplearse como esfuerzo de fluencia, el valor máximo de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

2.5. En edificios de más de tres pisos, deberá proveer del refuerzo necesario para garantizar una resistencia nominal a flexo compresión del muro por lo menos igual a 1,2 veces el momento de agrietamiento de su sección. Esta disposición podrá limitarse al tercio inferior del edificio y a no menos de los dos primeros pisos.

2.6. La profundidad del eje neutro, «c», de los muros de ductilidad limitada deberá satisfacer la siguiente relación:

$$c < \frac{l_m}{600 \times \left(\frac{\Delta_m}{h_m} \right)}$$

Donde:

l_m es la longitud del muro en el plano horizontal,
 h_m la altura total del muro y
 Δ_m es el desplazamiento del nivel más alto del muro, correspondiente a h_m , y que debe ser calculado de acuerdo al artículo 16.4 de la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

Para el cálculo de «c» se deberá considerar el aporte de los muros perpendiculares (aletas) usando como longitud de la aleta contribuyente a cada lado del alma el menor valor entre el 10 % de la altura total del muro y la mitad de la distancia al muro adyacente paralelo. Deberá usarse el mayor valor de «c» que se obtenga de considerar compresión a cada lado del muro.

2.7. Cuando el valor de «c» no cumpla con lo indicado en el artículo 2.6, los extremos del muro deberán confinarse con estribos cerrados, para lo cual deberá incrementarse el espesor del muro a un mínimo de 0,15 m. Los estribos de confinamiento deberán tener un diámetro mínimo de 8 mm y un espaciamiento máximo de 12 veces el diámetro de la barra vertical, pero no mayor a 0,20 m.

2.8. Cuando de acuerdo a 2.6 no sea necesario confinar los extremos de un muro, el refuerzo deberá espaciarse de manera tal que su cuantía esté por debajo de 1 % del área en la cual se distribuye.

2.9. La fuerza cortante última de diseño (V_u) debe ser mayor o igual que el cortante último proveniente del análisis (V_{ua}) amplificado por el cociente entre el momento nominal asociado al acero colocado (M_n) y el momento proveniente del análisis (M_{ua}), es decir:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Para el cálculo de M_n se debe considerar como esfuerzo de fluencia efectivo f_y , 25 fy.

En la mitad superior del edificio podrá usarse 1,5 como valor máximo del cociente (M_n / M_{ua}).

2.10. La resistencia al corte de los muros, se podrá determinar con la expresión:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

donde $\phi = 0,85$, « A_v » representa el área de corte en la dirección analizada, « ρ_n » la cuantía horizontal del muro y « α » es un valor que depende del cociente entre la altura

total del muro « h_m » (del suelo al nivel más alto) y la longitud del muro en planta l_m

$$\text{si } \left(\frac{h_m}{l_m} \right) \leq 1,5 \quad \alpha = 0,8$$

$$\text{si } \left(\frac{h_m}{l_m} \right) \geq 2,5 \quad \alpha = 0,53$$

$$\text{si } 1,5 < \left(\frac{h_m}{l_m} \right) < 2,5 \quad \alpha \text{ se obtiene interpolando entre } 0,8 \text{ y } 0,53$$

El valor máximo de V_n será $V_n < 2,7 \sqrt{f'c} A_c$

2.11. El refuerzo vertical distribuido debe garantizar una adecuada resistencia al corte fricción (ϕV_n) en la base de todos los muros.

La resistencia a corte fricción deberá calcularse como:

$$V_n < 2,7 \sqrt{f'c} A_c$$

Donde la fuerza normal última (N_u) se calcula en función de la carga muerta (N_m) como $N_u = 0,9 N_m$, el coeficiente de fricción debe tomarse como $\mu = 0,6$ y $\phi = 0,85$. Excepcionalmente cuando se prepare adecuadamente la junta se tomará $\mu = 1,0$ y el detalle correspondiente se deberá incluir en los planos.

2.12. El refuerzo vertical de los muros deberá estar adecuadamente anclado, en la platea de cimentación (o en losa de transferencia), para poder desarrollar su máxima resistencia a tracción, mediante anclajes rectos o con gancho estándar de 90°; las longitudes correspondientes a ambos casos deberán estar de acuerdo a lo señalado en la NTE E.060 Concreto Armado.

2.13. Cuando excepcionalmente se decida empalmar por traslape todo el acero vertical de los muros de un piso, la longitud de empalme (l_e) deberá ser como mínimo dos veces la longitud de desarrollo (l_d), es decir $l_e = 2 l_d$. En los casos de mallas electrosoldadas se deberá usar $l_e = 3 l_d$.

2.14. El recubrimiento del acero de refuerzo en los extremos de los muros deberá ser como mínimo de 2,5 cm. En los casos de elementos en contacto con el terreno se deberá incrementar el espesor del muro hasta obtener un recubrimiento mínimo de 4 cm.

2.15. La cuantía mínima de refuerzo vertical y horizontal de los muros deberá cumplir con las siguientes limitaciones:

$$\text{Si } V_u > 0,5 \phi V_c \text{ entonces } \rho_h \geq 0,0025 \text{ y } \rho_v \geq 0,0025$$

$$\text{Si } V_u < 0,5 \phi V_c \text{ entonces } \rho_h \geq 0,0020 \text{ y } \rho_v \geq 0,0015$$

$$\text{Si } \frac{h_m}{l_m} \leq 2 \text{ la cuantía vertical de refuerzo no deberá ser menor que la cuantía horizontal.}$$

Estas cuantías son aplicables indistintamente a la resistencia del acero.

3. DISEÑO DE LOSAS DE ENTREPISO Y TECHO

3.1. Se podrá emplear malla electrosoldada para el diseño de las losas, debiéndose cumplir los espaciamientos máximos indicados en el Sección 11.5.4 de la NTE E.060 de Concreto Armado.

3.2. Se podrá emplear redistribución de momentos hasta en un 20 %, sólo cuando el acero de refuerzo cumpla con 1.3

4. DISEÑO DEL SISTEMA DE TRANSFERENCIA

4.1. En edificios con muros discontinuos pero que satisfacen los requerimientos del acápite 4.1.b de las especificaciones complementarias de diseño sismorresistente, el sistema de transferencia (parrilla, losa y elementos verticales de soporte) se deberá diseñar empleando un factor de reducción de fuerzas sísmicas (RST) igual al empleado en el edificio R dividido entre 1,5, es decir $RST = R / 1,5$.

4.2. En los edificios con muros discontinuos descritos en el acápite 4.1.e de las especificaciones complementarias de diseño sismorresistente, para todos los muros que descansan en el nivel de transferencia, se calcularán las resistencias nominales a flexión (M_n) asociadas a cada valor de la carga axial, P_u . Los valores de M_n y P_u se amplificarán por 1,2 y se usarán en las combinaciones de diseño usuales en las que se incluirán además las cargas directamente aplicadas en el nivel de transferencia.

5. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

5.1. Cuando se decida emplear plateas superficiales de cimentación sobre rellenos controlados, se deberá especificar en los planos del proyecto la capacidad portante del relleno en la superficie de contacto con la platea, así como sus características (densidad mínima, profundidad, espesor, etc.).

5.2. Las plateas deberán tener uñas con una profundidad mínima por debajo de la losa o del nivel exterior, el que sea más bajo, de 0,60 m en la zona de los límites de propiedad y 2 veces el espesor de la losa en zonas interiores.

NORMA E.070

ALBAÑILERÍA

ÍNDICE DE FÓRMULAS Y VALORES DE DISEÑO

FÓRMULA o VALOR DE DISEÑO	Artículo
Resistencia característica de la albañilería (f_{m,v_m})	13.7
Espesor efectivo mínimo de los muros portantes (t)	19.1a
Esfuerzo axial máximo permitido en los muros portantes	19.1b
Resistencia admisible en la albañilería por carga concentrada coplanar o resistencia al aplastamiento	19.1c
Densidad mínima de muros reforzados	19.2b
Módulo de elasticidad de la albañilería (E_m)	24.7
Fuerza cortante admisible en los muros ante el sismo moderado	26.2
Fuerza cortante de agrietamiento diagonal o resistencia al corte (V_m)	26.3
Resistencia al corte mínima del edificio ante sismos severos	26.4
Refuerzo horizontal mínimo en muros confinados	27.1
Carga sísmica perpendicular al plano de los muros	29.6
Momento flector por carga sísmica ortogonal al plano de los muros	29.7
Esfuerzo admisible de la albañilería por flexocompresión	30.7
Esfuerzo admisible de la albañilería en tracción por flexión	30.7
Factores de seguridad contra el volteo y deslizamiento de los cercos	31.6
Resistencia de un tabique ante acciones sísmicas coplanares	33.4

CAPÍTULO 1 ASPECTOS GENERALES

Artículo 1.- ALCANCE

1.1. Esta Norma establece los requisitos y las exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la inspección de las edificaciones de albañilería estructuradas principalmente por muros confinados y por muros armados.

1.2. Para estructuras especiales de albañilería, tales como arcos, chimeneas, muros de contención y reservorios, las exigencias de esta Norma serán satisfechas en la medida que sean aplicables.

1.3. Los sistemas de albañilería que estén fuera del alcance de esta Norma, deberán ser aprobados mediante Resolución del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento luego de ser evaluados por SENCICO.

Artículo 2.- REQUISITOS GENERALES

2.1. Las construcciones de albañilería serán diseñadas por métodos racionales basados en los principios es-

tablecidos por la mecánica y la resistencia de materiales. Al determinarse los esfuerzos en la albañilería se tendrá en cuenta los efectos producidos por las cargas muertas, cargas vivas, sismos, vientos, excentricidades de las cargas, torsiones, cambios de temperatura, asentamientos diferenciales, etc. El análisis sísmico contemplará lo estipulado en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente, así como las especificaciones de la presente Norma.

2.2. Los elementos de concreto armado y de concreto ciclópeo satisfarán los requisitos de la Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado, en lo que sea aplicable.

2.3. Las dimensiones y requisitos que se estipulan en esta Norma tienen el carácter de mínimos y no eximen de manera alguna del análisis, cálculo y diseño correspondiente, que serán los que deben definir las dimensiones y requisitos a usarse de acuerdo con la función real de los elementos y de la construcción.

2.4. Los planos y especificaciones indicarán las dimensiones y ubicación de todos los elementos estructurales, del acero de refuerzo, de las instalaciones sanitarias y eléctricas en los muros; las precauciones para tener en cuenta la variación de las dimensiones producidas por deformaciones diferidas, contracciones, cambios de temperatura y asentamientos diferenciales; las características de la unidad de albañilería, del mortero, de la albañilería, del concreto, del acero de refuerzo y de todo otro material requerido; las cargas que definen el empleo de la edificación; las juntas de separación sísmica; y, toda otra información para la correcta construcción y posterior utilización de la obra.

2.5. Las construcciones de albañilería podrán clasificarse como «tipo resistente al fuego» siempre y cuando todos los elementos que la conforman cumplan los requisitos de esta Norma, asegurando una resistencia al fuego mínima de cuatro horas para los muros portantes y los muros perimetrales de cierre, y de dos horas para la tabiquería.

2.6. Los tubos para instalaciones secas: eléctricas, telefónicas, etc. sólo se alojarán en los muros cuando los tubos correspondientes tengan como diámetro máximo 55 mm. En estos casos, la colocación de los tubos en los muros se hará en cavidades dejadas durante la construcción de la albañilería que luego se rellenarán con concreto, o en los alvéolos de la unidad de albañilería. En todo caso, los recorridos de las instalaciones serán siempre verticales y por ningún motivo se picará o se recortará el muro para alojarlas.

2.7. Los tubos para instalaciones sanitarias y los tubos con diámetros mayores que 55 mm, tendrán recorridos fuera de los muros portantes o en falsas columnas y se alojarán en ductos especiales, o en muros no portantes.

2.8. Como refuerzo estructural se utilizará barras de acero que presenten comportamiento dúctil con una elongación mínima de 9%. Las cuantías de refuerzo que se presentan en esta Norma están asociadas a un esfuerzo de fluencia $f_y = 412 \text{MPa}$ (4200Kg/cm^2), para otras situaciones se multiplicará la cuantía especificada por $412/f_y$ (en MPa) ó $4200/f_y$ (en kg/cm^2).

2.9. Los criterios considerados para la estructuración deberán ser detallados en una memoria descriptiva estructural tomando en cuenta las especificaciones del Capítulo 6

CAPÍTULO 2 DEFINICIONES Y NOMENCLATURA

Artículo 3. DEFINICIONES

3.1. **Albañilería o Mampostería.** Material estructural compuesto por «unidades de albañilería» asentadas con mortero o por «unidades de albañilería» apiladas, en cuyo caso son integradas con concreto líquido.

3.2. **Albañilería Armada.** Albañilería reforzada interiormente con varillas de acero distribuidas vertical y horizontalmente e integrada mediante concreto líquido, de tal manera que los diferentes componentes actúen conjuntamente para resistir los esfuerzos. A los muros de Albañilería Armada también se les denomina Muros Armados.

3.3. **Albañilería Confinada.** Albañilería reforzada con elementos de concreto armado en todo su perímetro, vaciado posteriormente a la construcción de la albañilería. La cimentación de concreto se considerará como confinamiento horizontal para los muros del primer nivel.

3.4. **Albañilería No Reforzada.** Albañilería sin refuerzo (Albañilería Simple) o con refuerzo que no cumple con los requisitos mínimos de esta Norma.

3.5. **Albañilería Reforzada o Albañilería Estructural.** Albañilería armada o confinada, cuyo refuerzo cumple con las exigencias de esta Norma.

3.6. **Altura Efectiva.** Distancia libre vertical que existe entre elementos horizontales de arriostre. Para los muros que carecen de arriostres en su parte superior, la altura efectiva se considerará como el doble de su altura real.

3.7. **Arriostre.** Elemento de refuerzo (horizontal o vertical) o muro transversal que cumple la función de proveer estabilidad y resistencia a los muros portantes y no portantes sujetos a cargas perpendiculares a su plano.

3.8. **Borde Libre.** Extremo horizontal o vertical no arriostrado de un muro.

3.9. **Concreto Líquido o Grout.** Concreto con o sin agregado grueso, de consistencia fluida.

3.10. **Columna.** Elemento de concreto armado diseñado y construido con el propósito de transmitir cargas horizontales y verticales a la cimentación. La columna puede funcionar simultáneamente como arriostre o como confinamiento.

3.11. **Confinamiento.** Conjunto de elementos de concreto armado, horizontales y verticales, cuya función es la de proveer ductilidad a un muro portante.

3.12. **Construcciones de Albañilería.** Edificaciones cuya estructura está constituida predominantemente por muros portantes de albañilería.

3.13. **Espesor Efectivo.** Es igual al espesor del muro sin tarrajeo u otros revestimientos descontando la profundidad de bruñas u otras indentaciones. Para el caso de los muros de albañilería armada parcialmente rellenos de concreto líquido, el espesor efectivo es igual al área neta de la sección transversal dividida entre la longitud del muro.

3.14. **Muro Arriostrado.** Muro provisto de elementos de arriostre.

3.15. **Muro de Arriostre.** Muro portante transversal al muro al que provee estabilidad y resistencia lateral.

3.16. **Muro No Portante.** Muro diseñado y construido en forma tal que sólo lleva cargas provenientes de su peso propio y cargas transversales a su plano. Son, por ejemplo, los parapetos y los cercos.

3.17. **Muro Portante.** Muro diseñado y construido en forma tal que pueda transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior o a la cimentación. Estos muros componen la estructura de un edificio de albañilería y deberán tener continuidad vertical.

3.18. **Mortero.** Material empleado para adherir horizontal y verticalmente a las unidades de albañilería.

3.19. **Placa.** Muro portante de concreto armado, diseñado de acuerdo a las especificaciones de la Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado.

3.20. **Plancha.** Elemento perforado de acero colocado en las hiladas de los extremos libres de los muros de albañilería armada para proveerles ductilidad.

3.21. **Tabique.** Muro no portante de carga vertical, utilizado para subdividir ambientes o como cierre perimetral.

3.22. **Unidad de Albañilería.** Ladrillos y bloques de arcilla cocida, de concreto o de sílice-cal. Puede ser sólida, hueca, alveolar ó tubular.

3.23. **Unidad de Albañilería Alveolar.** Unidad de Albañilería Sólida o Hueca con alvéolos o celdas de tamaño suficiente como para alojar el refuerzo vertical. Estas unidades son empleadas en la construcción de los muros armados.

3.24. **Unidad de Albañilería Apilable.** Es la unidad de Albañilería alveolar que se asienta sin mortero.

3.25. **Unidad de Albañilería Hueca.** Unidad de Albañilería cuya sección transversal en cualquier plano paralelo a la superficie de asiento tiene un área equivalente menor que el 70% del área bruta en el mismo plano.

3.26. **Unidad de Albañilería Sólida (o Maciza)** Unidad de Albañilería cuya sección transversal en cualquier plano paralelo a la superficie de asiento tiene un área igual o mayor que el 70% del área bruta en el mismo plano.

3.27. **Unidad de Albañilería Tubular (o Pandereta).** Unidad de Albañilería con huecos paralelos a la superficie de asiento.

3.28. **Viga Solera.** Viga de concreto armado vaciado sobre el muro de albañilería para proveerle arriostre y confinamiento.

Artículo 4.- NOMENCLATURA

A = área de corte correspondiente a la sección transversal de un muro portante.
 A_c = área bruta de la sección transversal de una columna de confinamiento.
 A_{cf} = área de una columna de confinamiento por corte fricción.
 A_n = área del núcleo confinado de una columna descontando los recubrimientos.
 A_v = área del acero vertical u horizontal.
 A_{vf} = área del acero vertical por corte fricción en una columna de confinamiento.
 A_{va} = área del acero vertical por tracción en una columna de confinamiento.
 A_e = área de estribos cerrados.
 d = peralte de una columna de confinamiento (en la dirección del sismo).
 D_b = diámetro de una barra de acero.
 e = espesor bruto de un muro.
 E_c = módulo de elasticidad del concreto.
 E_s = módulo de elasticidad de la albañilería.
 f'_m = resistencia característica a compresión axial de las unidades de albañilería.
 f'_c = resistencia a compresión axial del concreto o del «grout» a los 28 días de edad.
 f'_m = resistencia característica a compresión axial de la albañilería.
 f'_t = esfuerzo admisible a tracción por flexión de la albañilería.
 f_y = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
 G_m = módulo de corte de la albañilería.
 h = altura de entrepiso o altura del entrepiso agrietado correspondiente a un muro confinado.
 I = momento de inercia correspondiente a la sección transversal de un muro.
 L = longitud total del muro, incluyendo las columnas de confinamiento (si existiesen).
 L_m = longitud del paño mayor en un muro confinado, ó $0,5 L$; lo que sea mayor.
 L_t = longitud tributaria de un muro transversal al que está en análisis.
 M_e = momento flector en un muro obtenido del análisis elástico ante el sismo moderado.
 M_u = momento flector en un muro producido por el sismo severo.
 N = número de pisos del edificio o número de pisos de un pórtico.
 N_c = número total de columnas de confinamiento. $N_c \geq 2$. Ver la Nota 1.
 P = peso total del edificio con sobrecarga reducida según se especifica en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.
 P_g = carga gravitacional de servicio en un muro, con sobrecarga reducida.
 P_c = carga vertical de servicio en una columna de confinamiento.
 P_e = carga axial sísmica en un muro obtenida del análisis elástico ante el sismo moderado.
 P_m = carga gravitacional máxima de servicio en un muro, medida con el 100% de sobrecarga.
 P_u = carga axial en un muro en condiciones de sismo severo.
 P_t = carga de gravedad tributaria proveniente del muro transversal al que está en análisis.
 s = separación entre estribos, planchas, o entre refuerzos horizontales o verticales.
 S = factor de suelo especificado en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.
 t = espesor efectivo del muro.
 t_n = espesor del núcleo confinado de una columna correspondiente a un muro confinado.
 U = factor de uso o importancia, especificado en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.
 V_c = fuerza cortante absorbida por una columna de confinamiento ante el sismo severo.
 V_e = fuerza cortante en un muro, obtenida del análisis elástico ante el sismo moderado.
 V_{Et} = fuerza cortante en el entrepiso «i» del edificio producida por el sismo severo.
 V_{α} = fuerza cortante producida por el sismo severo en el entrepiso «i» de uno de los muros.
 V_m = resistencia al corte en el entrepiso «i» de uno de los muros.

v'_m = resistencia característica de la albañilería al corte obtenida de ensayos de mureles a compresión diagonal.
 Z = factor de zona sísmica especificado en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.
 δ = factor de confinamiento de la columna por acción de muros transversales.
 $\delta = 1$, para columnas de confinamiento con dos muros transversales.
 $\delta = 0,8$, para columnas de confinamiento sin muros transversales o con un muro transversal.
 ϕ = coeficiente de reducción de resistencia del concreto armado (ver la Nota 2).
 $\phi = 0,9$ (flexión o tracción pura).
 $\phi = 0,85$ (corte fricción o tracción combinada con corte-fricción).
 $\phi = 0,7$ (compresión, cuando se use estribos cerrados).
 $\phi = 0,75$ (compresión, cuando se use zunchos en la zona confinada).
 ρ = cuantía del acero de refuerzo = $A_s / (s \cdot t)$.
 σ = esfuerzo axial de servicio actuante en un muro = $P_g / (t \cdot L)$.
 $\sigma_m = P_m / (t \cdot L)$ = esfuerzo axial máximo en un muro.
 μ = coeficiente de fricción concreto endurecido – concreto.

Nota 1: En muros confinados de un paño sólo existen columnas extremas ($N_c = 2$); en ese caso: $L_m = L$.

Nota 2: El factor « ϕ » para los muros armados se proporciona en el Artículo 28 (28.3).

CAPÍTULO 3
COMPONENTES DE LA ALBAÑILERÍA

Artículo 5.- UNIDAD DE ALBAÑILERÍA

5.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES

a) Se denomina ladrillo a aquella unidad cuya dimensión y peso permite que sea manipulada con una sola mano. Se denomina bloque a aquella unidad que por su dimensión y peso requiere de las dos manos para su manipuleo.

b) Las unidades de albañilería a las que se refiere esta norma son ladrillos y bloques en cuya elaboración se utiliza arcilla, sílice-cal o concreto, como materia prima.

c) Estas unidades pueden ser sólidas, huecas, alveolares o tubulares y podrán ser fabricadas de manera artesanal o industrial.

d) Las unidades de albañilería de concreto serán utilizadas después de lograr su resistencia especificada y su estabilidad volumétrica. Para el caso de unidades curadas con agua, el plazo mínimo para ser utilizadas será de 28 días.

5.2. CLASIFICACIÓN PARA FINES ESTRUCTURALES

Para efectos del diseño estructural, las unidades de albañilería tendrán las características indicadas en la Tabla 1.

TABLA 1 CLASE DE UNIDAD DE ALBAÑILERÍA PARA FINES ESTRUCTURALES					
CLASE	VARIACIÓN DE LA DIMENSIÓN (máxima en porcentaje)			ALABEO (máximo en mm)	RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN f'_b mínimo en MPa (kgf/cm ²) sobre área bruta
	Hasta 100 mm	Hasta 150 mm	Más de 150 mm		
Ladrillo I	± 8	± 6	± 4	10	4,9 (50)
Ladrillo II	± 7	± 6	± 4	8	6,9 (70)
Ladrillo III	± 5	± 4	± 3	6	9,3 (95)
Ladrillo IV	± 4	± 3	± 2	4	12,7 (130)
Ladrillo V	± 3	± 2	± 1	2	17,6 (180)
Bloque P ⁽¹⁾	± 4	± 3	± 2	4	4,9 (50)
Bloque NP ⁽²⁾	± 7	± 6	± 4	8	2,0 (20)

(1) Bloque usado en la construcción de muros portantes

(2) Bloque usado en la construcción de muros no portantes

5.3. LIMITACIONES EN SU APLICACIÓN

El uso o aplicación de las unidades de albañilería estará condicionado a lo indicado en la Tabla 2. Las zonas sísmicas son las indicadas en la NTE E.030 Diseño Sísmorresistente.

TIPO	ZONA SÍSMICA 2 Y 3		ZONA SÍSMICA 1
	Muro portante en edificios de 4 pisos a más	Muro portante en edificios de 1 a 3 pisos	Muro portante en todo edificio
Sólido Artesanal *	No	Sí, hasta dos pisos	Sí
Sólido Industrial	Sí	Sí	Sí
Alveolar	Sí Celdas totalmente rellenas con grout	Sí Celdas parcialmente rellenas con grout	Sí Celdas parcialmente rellenas con grout
Hueca	No	No	Sí
Tubular	No	No	Sí, hasta 2 pisos

*Las limitaciones indicadas establecen condiciones mínimas que pueden ser exceptuadas con el respaldo de un informe y memoria de cálculo sustentada por un ingeniero civil.

5.4. PRUEBAS

a) **Muestreo**. - El muestreo será efectuado a pie de obra. Por cada lote compuesto por hasta 50 millares de unidades se seleccionará al azar una muestra de 10 unidades, sobre las que se efectuarán las pruebas de variación de dimensiones y de alabeo. Cinco de estas unidades se ensayarán a compresión y las otras cinco a absorción.

b) **Resistencia a la Compresión**. - Para la determinación de la resistencia a la compresión de las unidades de albañilería, se efectuará los ensayos de laboratorio correspondientes, de acuerdo a lo indicado en las Normas NTP 399.613 y 399.604.

La resistencia característica a compresión axial de la unidad de albañilería (f_b) se obtendrá restando una desviación estándar al valor promedio de la muestra.

c) **Variación Dimensional**. - Para la determinación de la variación dimensional de las unidades de albañilería, se seguirá el procedimiento indicado en las Normas NTP 399.613 y 399.604.

d) **Alabeo**. - Para la determinación del alabeo de las unidades de albañilería, se seguirá el procedimiento indicada en la Norma NTP 399.613.

e) **Absorción**. - Los ensayos de absorción se harán de acuerdo a lo indicado en las Normas NTP 399.604 y 399.613.

5.5. ACEPTACIÓN DE LA UNIDAD

a) Si la muestra presentase más de 20% de dispersión en los resultados (coeficiente de variación), para unidades producidas industrialmente, o 40 % para unidades producidas artesanalmente, se ensayará otra muestra y de persistir esa dispersión de resultados, se rechazará el lote.

b) La absorción de las unidades de arcilla y sílico calcáreas no será mayor que 22%. El bloque de concreto clase, tendrá una absorción no mayor que 12% de absorción. La absorción del bloque de concreto NP, no será mayor que 15%.

c) El espesor mínimo de las caras laterales correspondientes a la superficie de asentado será 25 mm para el Bloque clase P y 12 mm para el Bloque clase NP.

d) La unidad de albañilería no tendrá materias extrañas en sus superficies o en su interior, tales como guijarros, conchuelas o nódulos de naturaleza calcárea.

e) La unidad de albañilería de arcilla estará bien cocida, tendrá un color uniforme y no presentará vitrificaciones. Al ser golpeada con un martillo, u objeto similar, producirá un sonido metálico.

f) La unidad de albañilería no tendrá resquebraaduras, fracturas, hendiduras grietas u otros defectos similares que degraden su durabilidad o resistencia.

g) La unidad de albañilería no tendrá manchas o vetas blanquecinas de origen salitroso o de otro tipo.

Artículo 6.- MORTERO

6.1. DEFINICIÓN. El mortero estará constituido por una mezcla de aglomerantes y agregado fino a los cuales se

añadirá la máxima cantidad de agua que proporcione una mezcla trabajable, adhesiva y sin segregación del agregado. Para la elaboración del mortero destinado a obras de albañilería, se tendrá en cuenta lo indicado en las Normas NTP 399.607 y 399.610.

6.2. COMPONENTES

a) Los materiales aglomerantes del mortero pueden ser:

- Cemento Portland tipo I y II, NTP 334.009
- Cemento Adicionado IP, NTP 334.830
- Una mezcla de cemento Portland o cemento adicionado y cal hidratada normalizada de acuerdo a la NTP 339.002.

b) El agregado fino será arena gruesa natural, libre de materia orgánica y sales, con las características indicadas en la Tabla 3. Se aceptarán otras granulometrías siempre que los ensayos de pilas y muretes (Capítulo 5) proporcionen resistencias según lo especificado en los planos.

MALLA ASTM	% QUE PASA
N° 4 (4,75 mm)	100
N° 8 (2,36 mm)	95 a 100
N° 16 (1,18 mm)	70 a 100
N° 30 (0,60 mm)	40 a 75
N° 50 (0,30 mm)	10 a 35
N° 100 (0,15 mm)	2 a 15
N° 200 (0,075 mm)	Menos de 2

• No deberá quedar retenido más del 50% de arena entre dos mallas consecutivas.

• El módulo de fineza estará comprendido entre 1,6 y 2,5.

• El porcentaje máximo de partículas quebradizas será: 1% en peso.

• No deberá emplearse arena de mar.

c) El agua será potable y libre de sustancias deletéreas, ácidos, álcalis y materia orgánica.

6.3. CLASIFICACIÓN PARA FINES ESTRUCTURALES. Los morteros se clasifican en: tipo P, empleado en la construcción de los muros portantes; y NP, utilizado en los muros no portantes (ver la Tabla 4).

6.4. PROPORCIONES. Los componentes del mortero tendrán las proporciones volumétricas (en estado suelto) indicadas en la Tabla 4

TIPO	COMPONENTES			USOS
	CEMENTO	CAL	ARENA	
P1	1	0 a 1/4	3 a 3 1/2	Muros Portantes
P2	1	0 a 1/2	4 a 5	Muros Portantes
NP	1	-	Hasta 6	Muros No Portantes

a) Se podrán emplear otras composiciones de morteros, morteros con cementos de albañilería, o morteros industriales (embolsado o pre-mezclado), siempre y cuando los ensayos de pilas y muretes (Capítulo 5) proporcionen resistencias iguales o mayores a las especificadas en los planos y se asegure la durabilidad de la albañilería.

b) De no contar con cal hidratada normalizada, especificada en el Artículo 6 (6.2ª), se podrá utilizar mortero sin cal respetando las proporciones cemento-arena indicadas en la Tabla 4.

Artículo 7.- CONCRETO LÍQUIDO O GROUT

7.1. DEFINICIÓN. El concreto líquido o Grout es un material de consistencia fluida que resulta de mezclar cemento, agregados y agua, pudiéndose adicionar cal hidratada normalizada en una proporción que no exceda de 1/10 del volumen de cemento u otros aditivos que no disminuyan la resistencia o que originen corrosión del acero de refuerzo. El concreto líquido o grout se emplea para

rellenar los alvéolos de las unidades de albañilería en la construcción de los muros armados, y tiene como función integrar el refuerzo con la albañilería en un sólo conjunto estructural-

Para la elaboración de concreto líquido o grout de albañilería, se tendrá en cuenta las Normas NTP 399.609 y 399.608.

7.2. CLASIFICACIÓN. El concreto líquido o grout se clasifica en fino y en grueso. El grout fino se usará cuando la dimensión menor de los alvéolos de la unidad de albañilería sea inferior a 60 mm y el grout grueso se usará cuando la dimensión menor de los alvéolos sea igual o mayor a 60 mm.

7.3. COMPONENTES

a) Los materiales aglomerantes serán:

- Cemento Portland I, NTP 334.009
- Cemento Adicionado IP, NTP 334.830
- Una mezcla de cemento Portland o adicionado y cal hidratada normalizada de acuerdo a la NTP 339.002

b) El agregado grueso será confitillo que cumpla con la granulometría especificada en la Tabla 5. Se podrá utilizar otra granulometría siempre que los ensayos de pilas y muretes (Capítulo 5) proporcionen resistencias según lo especificado en los planos.

MALLA ASTM	% QUE PASA
½ pulgada	100
3/8 pulgada	85 a 100
N° 4 (4,75 mm)	10 a 30
N° 8 (2,36 mm)	0 a 10
N° 16 (1,18 mm)	0 a 5

c) El agregado fino será arena gruesa natural, con las características indicadas en la Tabla 3.

d) El agua será potable y libre de sustancias, ácidos, álcalis y materia orgánica.

7.4. PREPARACIÓN Y FLUIDEZ. Los materiales que componen el grout (ver la Tabla 6) serán batidos mecánicamente con agua potable hasta lograr la consistencia de un líquido uniforme, sin segregación de los agregados, con un revenimiento medido en el Cono de Abrams comprendido entre 225 mm a 275 mm.

CONCRETO LÍQUIDO	CEMENTO	CAL	ARENA	CONFITILLO
FINO	1	0 a 1/10	2 1/4 a 3 veces la suma de los volúmenes de los aglomerantes	—
GRUESO	1	0 a 1/10	2 1/4 a 3 veces la suma de los aglomerantes	1 a 2 veces la suma de los aglomerantes

7.5. RESISTENCIA. El concreto líquido tendrá una resistencia mínima a compresión $f_c = 13,72 MPa (140 kg/cm^2)$. La resistencia a compresión f_c será obtenida promediando los resultados de 5 probetas, ensayadas a una velocidad de carga de 5 toneladas/minutos, menos 1,3 veces la desviación estándar. Las probetas tendrán una esbeltez igual a 2 y serán fabricadas en la obra empleando como moldes a las unidades de albañilería a utilizar en la construcción, recubiertas con papel filtro. Estas probetas no serán curadas y serán mantenidas en sus moldes hasta cumplir 28 días de edad.

Artículo 8.- ACERO DE REFUERZO

8.1. La armadura deberá cumplir con lo establecido en la Norma Barras de Acero con Resaltes para Concreto Armado (NTP 341.031).

8.2. Sólo se permite el uso de barras lisas en estribos y armaduras electrosoldadas usadas como refuerzo horizontal. La armadura electrosoldada debe cumplir con la

norma de Malla de Alambre de Acero Soldado para Concreto Armado (NTP 350.002).

Artículo 9.- CONCRETO

9.1. El concreto de los elementos de confinamiento tendrá una resistencia a la compresión mayor o igual a $17,15 MPa (175 kg/cm^2)$ y deberá cumplir con los requisitos establecidos en la Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado.

CAPÍTULO 4 PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION

Artículo 10.- ESPECIFICACIONES GENERALES

La mano de obra empleada en las construcciones de albañilería será calificada, debiéndose supervisar el cumplimiento de las siguientes exigencias básicas:

10.1. Los muros se construirán a plomo y en línea. No se atentarán contra la integridad del muro recién asentado.

10.2. En la albañilería con unidades asentadas con mortero, todas las juntas horizontales y verticales quedarán completamente llenas de mortero. El espesor de las juntas de mortero será como mínimo 10 mm y el espesor máximo será 15 mm o dos veces la tolerancia dimensional en la altura de la unidad de albañilería más 4 mm, lo que sea mayor. En las juntas que contengan refuerzo horizontal, el espesor mínimo de la junta será 6 mm más el diámetro de la barra.

10.3. Se mantendrá el temple del mortero mediante el reemplazo del agua que se pueda haber evaporado, por una sola vez. El plazo del retemplado no excederá al de la fragua inicial del cemento.

10.4. Las unidades de albañilería se asentarán con las superficies limpias de polvo y sin agua libre. El asentado se realizará presionando verticalmente las unidades, sin bambolearlas. El tratamiento de las unidades de albañilería previo al asentado será el siguiente:

a) Para concreto y sílico-calceño: pasar una brocha húmeda sobre las caras de asentado o rociarlas.

b) Para arcilla: de acuerdo a las condiciones climatológicas donde se encuentra ubicadas la obra, regarlas durante media hora, entre 10 y 15 horas antes de asentarlas. Se recomienda que la succión al instante de asentarlas esté comprendida entre 10 a 20 gr/200 cm²-min (*).

(* Un método de campo para evaluar la succión de manera aproximada, consiste en medir un volumen (V_1 , en cm³) inicial de agua sobre un recipiente de área definida y vaciar una parte del agua sobre una bandeja, luego se apoya la unidad sobre 3 puntos en la bandeja de manera que su superficie de asiento esté en contacto con una película de agua de 3 mm de altura durante un minuto, después de retirar la unidad, se vacía el agua de la bandeja hacia el recipiente y se vuelve a medir el volumen (V_2 , en cm³) de agua; la succión normalizada a un área de 200 cm², se obtiene como: $SUCCION = 200 (V_1 - V_2) / A$, expresada en gr/200 cm²-min, donde «A» es el área bruta (en cm²) de la superficie de asiento de la unidad.

10.5. Para el asentado de la primera hilada, la superficie de concreto que servirá de asiento (losa o sobrecimiento según sea el caso), se preparará con anterioridad de forma que quede rugosa; luego se limpiará de polvo u otro material suelto y se la humedecerá, antes de asentar la primera hilada.

10.6. No se asentará más de 1,30 m de altura de muro en una jornada de trabajo. En el caso de emplearse unidades totalmente sólidas (sin perforaciones), la primera jornada de trabajo culminará sin llenar la junta vertical de la primera hilada, este llenado se realizará al iniciarse la segunda jornada. En el caso de la albañilería con unidades apilables, se podrá levantar el muro en su altura total y en la misma jornada deberá colocarse el concreto líquido.

10.7. Las juntas de construcción entre jornadas de trabajos estarán limpias de partículas sueltas y serán previamente humedecidas.

10.8. El tipo de aparejo a utilizar será de sogá, cabeza o el amarre americano, traslapándose las unidades entre las hiladas consecutivas.

10.9. El procedimiento de colocación y consolidación del concreto líquido dentro de las celdas de las unidades,

como en los elementos de concreto armado, deberá garantizar la ocupación total del espacio y la ausencia de cangrejeras. No se permitirá el vibrado de las varillas de refuerzo.

10.10. Las vigas peraltadas serán vaciadas de una sola vez en conjunto con la losa de techo.

10.11. Las instalaciones se colocarán de acuerdo a lo indicado en los Artículos 2 (2.6 y 2.7).

Artículo 11.- ALBAÑILERIA CONFINADA

Aparte de los requisitos especificados en el Artículo 10, se deberá cumplir lo siguiente:

11.1. Se utilizará unidades de albañilería de acuerdo a lo especificado en el Artículo 5 (5.3).

11.2. La conexión columna-albañilería podrá ser dentada o a ras:

a) En el caso de emplearse una conexión dentada, la longitud de la unidad saliente no excederá de 5 cm y deberá limpiarse de los desperdicios de mortero y partículas sueltas antes de vaciar el concreto de la columna de confinamiento.

b) En el caso de emplearse una conexión a ras, deberá adicionarse «chicotes» o «mechas» de anclaje (salvo que exista refuerzo horizontal continuo) compuestos por varillas de 6 mm de diámetro, que penetren por lo menos 40 cm al interior de la albañilería y 12,5 cm al interior de la columna más un doblez vertical a 90° de 10 cm; la cuantía a utilizar será 0,001 (ver el Artículo 2 (2.8)).

11.3. El refuerzo horizontal, cuando sea requerido, será continuo y anclará en las columnas de confinamiento 12,5 cm con gancho vertical a 90° de 10 cm.

11.4. Los estribos a emplear en las columnas de confinamiento deberán ser cerrados a 135°, pudiéndose emplear estribos con ¼ de vuelta adicional, atando sus extremos con el refuerzo vertical, o también, zunchos que empiecen y terminen con gancho estándar a 180° doblado en el refuerzo vertical.

11.5. Los traslapes del refuerzo horizontal o vertical tendrán una longitud igual a 45 veces el mayor diámetro de la barra traslapada. No se permitirá el traslape del refuerzo vertical en el primer entrepiso, tampoco en las zonas confinadas ubicadas en los extremos de soleras y columnas.

11.6. El concreto deberá tener una resistencia a compresión (f_c) mayor o igual a 17,15MPa (175kg/cm²). La mezcla deberá ser fluida, con un revenimiento del orden de 12,7 cm (5 pulgadas) medida en el cono de Abrams. En las columnas de poca dimensión, utilizadas como confinamiento de los muros en aparejo de saga, el tamaño máximo de la piedra chancada no excederá de 1,27 cm (½ pulgada).

11.7. El concreto de las columnas de confinamiento se vaciará posteriormente a la construcción del muro de albañilería; este concreto empezará desde el borde superior del cimientó, no del sobrecimiento.

11.8. Las juntas de construcción entre elementos de concreto serán rugosas, humedecidas y libre de partículas sueltas.

11.9. La parte recta de la longitud de anclaje del refuerzo vertical deberá penetrar al interior de la viga solera o cimentación; no se permitirá montar su doblez directamente sobre la última hilada del muro.

11.10. El recubrimiento mínimo de la armadura (medido al estribo) será 2 cm cuando los muros son tarrajeados y 3 cm cuando son caravista.

Artículo 12.- ALBAÑILERIA ARMADA

Aparte de los requisitos especificados en el Artículo 10, se deberá cumplir lo siguiente:

12.1. Los empalmes del refuerzo vertical podrán ser por traslape, por soldadura o por medios mecánicos.

a) Los empalmes por traslape serán de 60 veces el diámetro de la barra.

b) Los empalmes por soldadura sólo se permitirán en barras de acero ASTM A706 (soldables), en este caso la soldadura seguirá las especificaciones dadas por AWS.

c) Los empalmes por medios mecánicos se harán con dispositivos que hayan demostrado mediante ensayos que la resistencia a tracción del empalme es por lo menos 125% de la resistencia de la barra.

d) En muros cuyo diseño contemple la formación de rótulas plásticas, las barras verticales deben ser preferentemente continuas en el primer piso empalmándose recién en el segundo piso (*). Cuando no sea posible evitar el empalme, éste podrá hacerse por soldadura, por medios mecánicos o por traslape; en el último caso, la longitud de empalme será de 60 veces el diámetro de la barra y 90 veces el diámetro de la barra en forma alternada.

(* *Una técnica que permite facilitar la construcción empleando refuerzo vertical continuo en el primer piso, consiste en utilizar unidades de albañilería recortadas en forma de H, con lo cual además, las juntas verticales quedan completamente llenas con grout.*

12.2. El refuerzo horizontal debe ser continuo y anclado en los extremos con doblez vertical de 10 cm en la celda extrema.

12.3. Las varillas verticales deberán penetrar, sin doblarlas, en el interior de los alvéolos de las unidades correspondientes.

12.4. Para asegurar buena adhesión entre el concreto líquido y el concreto de asiento de la primera hilada, las celdas deben quedar totalmente libres de polvo o restos de mortero proveniente del proceso de asentado; para el efecto los bloques de la primera hilada tendrán ventanas de limpieza. Para el caso de muros totalmente llenos, las ventanas se abrirán en todas las celdas de la primera hilada; en el caso de muros parcialmente rellenos, las ventanas se abrirán solo en las celdas que alojen refuerzo vertical. En el interior de estas ventanas se colocará algún elemento no absorbente que permita la limpieza final.

12.5. Para el caso de la albañilería parcialmente rellena, los bloques vacíos correspondientes a la última hilada serán taponados a media altura antes de asentarlos, de tal manera que por la parte vacía del alvéolo penetre el concreto de la viga solera o de la losa del techo formando llaves de corte que permitan transferir las fuerzas sísmicas desde la losa hacia los muros. En estos muros, el refuerzo horizontal no atravesará los alvéolos vacíos, sino que se colocará en el mortero correspondiente a las juntas horizontales.

12.6. Para el caso de unidades apilables no son necesarias las ventanas de limpieza; la limpieza de la superficie de asiento se realizará antes de asentar la primera hilada.

12.7. Antes de encofrar las ventanas de limpieza, los alvéolos se limpiarán preferentemente con aire comprimido y las celdas serán humedecidas interiormente regándolas con agua, evitando que esta quede empozada en la base del muro.

12.8. El concreto líquido o grout se vaciará en dos etapas. En la primera etapa se vaciará hasta alcanzar una altura igual a la mitad del entrepiso, compactándolo en diversas capas, transcurrido 5 minutos desde la compactación de la última capa, la mezcla será recompactada. Transcurrida media hora, se vaciará la segunda mitad del entrepiso, compactándolo hasta que su borde superior esté por debajo de la mitad de la altura correspondiente a la última hilada, de manera que el concreto de la losa del techo, o de la viga solera, forme llaves de corte con el muro. Esta segunda mitad también se deberá recompactar. Debe evitarse el vibrado de las armaduras para no destruir la adherencia con el grout de relleno.

12.9. Los alvéolos de la unidad de albañilería tendrán un diámetro o dimensión mínima igual a 5 cm por cada barra vertical que contengan, o 4 veces el mayor diámetro de la barra por el número de barras alojadas en el alvéolo, lo que sea mayor.

12.10. El espesor del grout que rodea las armaduras será 1½ veces el diámetro de la barra y no deberá ser menor de 1 cm a fin de proporcionarle un recubrimiento adecuado a la barra.

12.11. En el caso que se utilice planchas perforadas de acero estructural en los talones libres del muro, primero se colocarán las planchas sobre una capa delgada de mortero presionándolas de manera que el mortero penetre por los orificios de la plancha; posteriormente, se aplicará la siguiente capa de mortero sobre la cual se asentará la unidad inmediata superior. Para el caso de albañilería con unidades apilables las planchas se colocarán adheridas con apóxico a la superficie inferior de la unidad.

12.12. En el caso que se utilice como refuerzo horizontal una malla electrosoldada con forma de escalerilla,

el espaciamiento de los escalones deberá estar modulado de manera que coincidan con la junta vertical o con la pared transversal intermedia del bloque, de manera que siempre queden protegidas por mortero. Las escalerillas podrán usarse como confinamiento del muro sólo cuando el espaciamiento de los escalones coincidan con la mitad de la longitud nominal de la unidad.

CAPÍTULO 5 RESISTENCIA DE PRISMAS DE ALBAÑILERÍA

Artículo 13.- ESPECIFICACIONES GENERALES

13.1. La resistencia de la albañilería a compresión axial (f_m) y a corte (v_m) se determinará de manera empírica (recurriendo a tablas o registros históricos de resistencia de las unidades) o mediante ensayos de prismas, de acuerdo a la importancia de la edificación y a la zona sísmica donde se encuentre, según se indica en la Tabla 7.

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA	EDIFICIOS DE 1 A 2 PISOS			EDIFICIOS DE 3 A 5 PISOS			EDIFICIOS DE MÁS DE 5 PISOS		
	Zona Sísmica			Zona Sísmica			Zona Sísmica		
	3	2	1	3	2	1	3	2	1
(f_m)	A	A	A	B	B	A	B	B	B
(v_m)	A	A	A	B	A	A	B	B	A

A: Obtenida de manera empírica conociendo la calidad del ladrillo y del mortero.

B: Determinadas de los ensayos de compresión axial de pilas y de compresión diagonal de muretes mediante ensayos de laboratorio de acuerdo a lo indicado en las NTP 399.605 y 399.621

13.2. Cuando se construyan conjuntos de edificios, la resistencia de la albañilería f_m y v_m deberá comprobarse mediante ensayos de laboratorio previos a la obra y durante la obra. Los ensayos previos a la obra se harán sobre cinco especímenes. Durante la construcción la resistencia será comprobada mediante ensayos con los criterios siguientes:

a) Cuando se construyan conjuntos de hasta dos pisos en las zonas sísmicas 3 y 2, f_m será verificado con ensayos de tres pilas por cada 500 m² de área techada y v_m con tres muretes por cada 1000 m² de área techada.

b) Cuando se construyan conjuntos de tres o más pisos en las zonas sísmicas 3 y 2, f_m será verificado con ensayos de tres pilas por cada 500 m² de área techada y v_m con tres muretes por cada 500 m² de área techada.

13.3. Los prismas serán elaborados en obra, utilizando el mismo contenido de humedad de las unidades de albañilería, la misma consistencia del mortero, el mismo espesor de juntas y la misma calidad de la mano de obra que se empleará en la construcción definitiva.

13.4. Cuando se trate de albañilería con unidades alveolares que irán llenas con concreto líquido, los alvéolos de las unidades de los prismas y muretes se llenarán con concreto líquido. Cuando se trate de albañilería con unidades alveolares sin relleno, los alvéolos de las unidades de los prismas y muretes quedarán vacíos.

13.5. Los prismas tendrán un refrentado de cemento-yeso con un espesor que permita corregir la irregularidad superficial de la albañilería.

13.6. Los prismas serán almacenados a una temperatura no menor de 10°C durante 28 días. Los prismas podrán ensayarse a menor edad que la nominal de 28 días pero no menor de 14 días; en este caso, la resistencia característica se obtendrá incrementándola por los factores mostrados en la Tabla 8.

		Edad	
		14 días	21 días
Muretes	Ladrillos de arcilla	1,15	1,05
	Bloques de concreto	1,25	1,05
Pilas	Ladrillos de arcilla y Bloques de concreto	1,10	1,00

13.7. La resistencia característica f_m en pilas y v_m en muretes (ver Artículo 13 (13.2)) se obtendrá como el valor promedio de la muestra ensayada menos una vez la desviación estándar.

13.8. El valor de v_m para diseño no será mayor de $0,319\sqrt{f_m}$ MPa ($\sqrt{f_m}$ Kg/cm²)

13.9. En el caso de no realizarse ensayos de prismas, podrá emplearse los valores mostrados en la Tabla 9, correspondientes a pilas y muretes construidos con mortero 1:4 (cuando la unidad es de arcilla) y 1: ½ : 4 (cuando la materia prima es sílice-cal o concreto), para otras unidades u otro tipo de mortero se tendrá que realizar los ensayos respectivos.

Materia Prima	Denominación	UNIDAD f_b	PILAS f_m	MURETES v_m
Arcilla	King Kong Artesanal	5,4 (55)	3,4 (35)	0,5 (5,1)
	King Kong Industrial	14,2 (145)	6,4 (65)	0,8 (8,1)
	Rejilla Industrial	21,1 (215)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
Sílice-cal	King Kong Normal	15,7 (160)	10,8 (110)	1,0 (9,7)
	Dédalo	14,2 (145)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
	Estándar y mecano (*)	14,2 (145)	10,8 (110)	0,9 (9,2)
Concreto	Bloque Tipo P (*)	4,9 (50)	7,3 (74)	0,8 (8,6)
		6,4 (65)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
		7,4 (75)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
		8,3 (85)	11,8 (120)	1,1 (10,9)

(*) Utilizados para la construcción de Muros Armados.

(**) El valor f_b se proporciona sobre área bruta en unidades vacías (sin grout), mientras que las celdas de las pilas y muretes están totalmente rellenas con grout de $f_c = 13,72$ MPa (140 kg/cm²). El valor f_m ha sido obtenido contemplando los coeficientes de corrección por esbeltez del prisma que aparece en la Tabla 10.

Esbeltez	2,0	2,5	3,0	4,0	4,5	5,0
Factor	0,73	0,80	0,91	0,95	0,98	1,00

CAPÍTULO 6 ESTRUCTURACIÓN

Las especificaciones de este Capítulo se aplicarán tanto a la albañilería confinada como a la albañilería armada.

Artículo 14.- ESTRUCTURA CON DIAFRAGMA RÍGIDO

14.1. Debe preferirse edificaciones con diafragma rígido y continuo, es decir, edificaciones en los que las losas de piso, el techo y la cimentación, actúen como elementos que integran a los muros portantes y compatibilicen sus desplazamientos laterales.

14.2. Podrá considerarse que el diafragma es rígido cuando la relación entre sus lados no excede de 4. Se deberá considerar y evaluar el efecto que sobre la rigidez del diafragma tienen las aberturas y discontinuidades en la losa.

14.3. Los diafragmas deben tener una conexión firme y permanente con todos los muros para asegurar que cumplan con la función de distribuir las fuerzas laterales en proporción a la rigidez de los muros y servirles, además, como arriostres horizontales.

14.4. Los diafragmas deben distribuir la carga de gravedad sobre todos los muros que componen a la edificación, con los objetivos principales de incrementarles su ductilidad y su resistencia al corte, en consecuencia, es recomendable el uso de losas macizas o aligeradas armadas en dos direcciones. Es posible el uso de losas unidireccionales siempre y cuando los esfuerzos axiales en los muros no excedan del valor indicado en el Artículo 19 (19.1.b).

14.5. Los diafragmas formados por elementos prefabricados deben tener conexiones que permitan conformar, de manera permanente, un sistema rígido que cumpla las funciones indicadas en los Artículos 14 (14.1 y 14.2).

14.6. La cimentación debe constituir el primer diafragma rígido en la base de los muros y deberá tener la rigidez necesaria para evitar que asentamientos diferenciales produzcan daños en los muros.

Artículo 15.- CONFIGURACIÓN DEL EDIFICIO

El sistema estructural de las edificaciones de albañilería estará compuesto por muros dúctiles dispuestos en las direcciones principales del edificio, integrados por los diafragmas especificados en el Artículo 14 y arriostros según se indica en el Artículo 18.

La configuración de los edificios con diafragma rígido debe tender a lograr:

15.1. Plantas simples y regulares. Las plantas con formas de L, T, etc., deberán ser evitadas o, en todo caso, se dividirán en formas simples.

15.2. Simetría en la distribución de masas y en la disposición de los muros en planta, de manera que se logre una razonable simetría en la rigidez lateral de cada piso y se cumpla las restricciones por torsión especificadas en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.

15.3. Proporciones entre las dimensiones mayor y menor, que en planta estén comprendidas entre 1 a 4, y en elevación sea menor que 4.

15.4. Regularidad en planta y elevación, evitando cambios bruscos de rigideces, masas y discontinuidades en la transmisión de las fuerzas de gravedad y horizontales a través de los muros hacia la cimentación.

15.5. Densidad de muros similares en las dos direcciones principales de la edificación. Cuando en cualquiera de las direcciones no exista el área suficiente de muros para satisfacer los requisitos del Artículo 19 (19.2b), se deberá suplir la deficiencia mediante pórticos, muros de concreto armado o la combinación de ambos.

15.6. Vigas dinteles preferentemente peraltadas (hasta 60 cm) para el caso en que el edificio se encuentre estructurado por muros confinados, y con un peralte igual al espesor de la losa del piso para el caso en que el edificio esté estructurado por muros armados (*).

(* Este acápite está relacionado con el método de diseño que se propone en el Capítulo 9, donde para los muros confinados se acepta la falla por corte, mientras que en los muros armados se busca la falla por flexión.

15.7. Cercos y alféizares de ventanas aislados de la estructura principal, debiéndoseles diseñar ante acciones perpendiculares a su plano, según se indica en el Capítulo 10.

Artículo 16.- OTRAS CONFIGURACIONES

Si el edificio no cumple con lo estipulado en el Artículo 15, se deberá contemplar lo siguiente:

16.1. Las edificaciones sin diafragmas rígidos horizontales deben limitarse a un piso; asimismo, es aceptable obviar el diafragma en el último nivel de las edificaciones de varios pisos. Para ambos casos, los muros trabajarán fundamentalmente a fuerzas laterales perpendiculares al plano, y deberán arriostarse transversalmente con columnas de amarre o muros ortogonales y mediante vigas soleras continuas.

16.2. De existir reducciones importantes en planta, u otras irregularidades en el edificio, deberá efectuarse el análisis dinámico especificado en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

16.3. De no aislarse adecuadamente los alféizares y tabiques de la estructura principal, se deberán contemplar sus efectos en el análisis y en el diseño estructural.

Artículo 17.- MUROS PORTANTES

Los muros portantes deberán tener:

- Una sección transversal preferentemente simétrica.
- Continuidad vertical hasta la cimentación.
- Una longitud mayor ó igual a 1,20 m para ser considerados como contribuyentes en la resistencia a las fuerzas horizontales.

d) Longitudes preferentemente uniformes en cada dirección.

e) Juntas de control para evitar movimientos relativos debidos a contracciones, dilataciones y asentamientos diferenciales en los siguientes sitios:

- En cambios de espesor en la longitud del muro, para el caso de Albañilería Armada
- En donde haya juntas de control en la cimentación, en las losas y techos.
- En alféizar de ventanas o cambios de sección apreciable en un mismo piso.

f) La distancia máxima entre juntas de control es de 8 m, en el caso de muros con unidades de concreto y de 25 m en el caso de muros con unidades de arcilla.

g) Arriostre según se especifica en el Artículo 18

Artículo 18.- ARRIOSTRES

18.1. Los muros portantes y no portantes, de albañilería simple o albañilería confinada, serán arriostros por elementos verticales u horizontales tales como muros transversales, columnas, soleras y diafragmas rígidos de piso.

18.2. Los arriostros se diseñarán como apoyos del muro arriostrado, considerando a éste como si fuese una losa sujeta a fuerzas perpendiculares a su plano (Capítulo 10).

18.3. Un muro se considerará arriostrado cuando:

- El amarre o anclaje entre el muro y sus arriostros garantice la adecuada transferencia de esfuerzos.
- Los arriostros tengan la suficiente resistencia y estabilidad que permita transmitir las fuerzas actuantes a los elementos estructurales adyacentes o al suelo.
- Al emplearse los techos para su estabilidad lateral, se tomen precauciones para que las fuerzas laterales que actúan en estos techos sean transferidas al suelo.
- El muro de albañilería armada esté diseñado para resistir las fuerzas normales a su plano.

CAPÍTULO 7 REQUISITOS ESTRUCTURALES MÍNIMOS

Artículo 19.- REQUISITOS GENERALES

Esta Sección será aplicada tanto a los edificios compuestos por muros de albañilería armada como confinada.

19.1. MURO PORTANTE

a) **Espesor Efectivo «t».** El espesor efectivo (ver Artículo 3 (3.13)) mínimo será:

$$t \geq \frac{h}{20} \quad \text{Para las Zonas Sísmicas 2 y 3 (19.1a)}$$
$$t \geq \frac{h}{25} \quad \text{Para la Zona Sísmica 1}$$

Donde «h» es la altura libre entre los elementos de arriostre horizontales o la altura efectiva de pandeo (ver Artículo 3 (3.6)).

b) **Esfuerzo Axial Máximo.** El esfuerzo axial máximo (σ_m) producido por la carga de gravedad máxima de servicio (P_m), incluyendo el 100% de sobrecarga, será inferior a:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 0,2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0,15 f'_m \quad (19.1b)$$

Donde «L» es la longitud total del muro (incluyendo el peralte de las columnas para el caso de los muros confinados). De no cumplirse esta expresión habrá que mejorar la calidad de la albañilería (f'_m), aumentar el espesor del muro, transformarlo en concreto armado, o ver la manera de reducir la magnitud de la carga axial « P_m » (*).

(* La carga axial actuante en un muro puede reducirse, por ejemplo, utilizando losas de techo macizas o aligeradas armadas en dos direcciones.

c) Aplastamiento. Cuando existan cargas de gravedad concentradas que actúen en el plano de la albañilería, el esfuerzo axial de servicio producido por dicha carga no deberá sobrepasar a $0,375 f_m$. En estos casos, para determinar el área de compresión se considerará un ancho efectivo igual al ancho sobre el cual actúa la carga concentrada más dos veces el espesor efectivo del muro medido a cada lado de la carga concentrada.

19.2. ESTRUCTURACIÓN EN PLANTA

a) Muros a Reforzar. En las Zonas Sísmicas 2 y 3 (ver la NTE E.030 Diseño Sismorresistente) se reforzará cualquier muro portante (ver Artículo 17) que lleve el 10% ó más de la fuerza sísmica, y a los muros perimetrales de cierre. En la Zona Sísmica 1 se reforzarán como mínimo los muros perimetrales de cierre.

b) Densidad Mínima de Muros Reforzados. La densidad mínima de muros portantes (ver Artículo 17) a reforzar en cada dirección del edificio se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Área de Corte de los Muros Reforzados}}{\text{Área de la Planta Típica}} = \sum \frac{L_i}{A_p} \geq \frac{Z U S N}{56} \quad (19.2b)$$

Donde: «Z», «U» y «S» corresponden a los factores de zona sísmica, importancia y de suelo, respectivamente, especificados en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

«N» es el número de pisos del edificio;
«L» es la longitud total del muro (incluyendo columnas, si existiesen); y,
«t» es el espesor efectivo del muro

De no cumplirse la expresión (Artículo 19 (19.2b)), podrá cambiarse el espesor de algunos de los muros, o agregarse placas de concreto armado, en cuyo caso, para hacer uso de la fórmula, deberá amplificarse el espesor real de la placa por la relación, donde y son los módulos de elasticidad del concreto y de la albañilería, respectivamente.

Artículo 20.- ALBAÑILERÍA CONFINADA

Adicionalmente a los requisitos especificados en Artículo 19, deberá cumplirse lo siguiente:

20.1. Se considerará como muro portante confinado, aquél que cumpla las siguientes condiciones:

a) Que quede enmarcado en sus cuatro lados por elementos de concreto armado verticales (columnas) y horizontales (vigas soleras), aceptándose la cimentación de concreto como elemento de confinamiento horizontal para el caso de los muros ubicados en el primer piso.

b) Que la distancia máxima centro a centro entre las columnas de confinamiento sea dos veces la distancia entre los elementos horizontales de refuerzo y no mayor que 5 m. De cumplirse esta condición, así como de emplearse el espesor mínimo especificado en el Artículo 19.1.a, la albañilería no necesitará ser diseñada ante acciones sísmicas ortogonales a su plano, excepto cuando exista excentricidad de la carga vertical (ver el Capítulo 10).

c) Que se utilice unidades de acuerdo a lo especificado en el Artículo 5 (5.3).

d) Que todos los empalmes y anclajes de la armadura desarrollen plena capacidad a la tracción. Ver NTE E.060 Concreto Armado y Artículo 11 (11.5).

e) Que los elementos de confinamiento funcionen integralmente con la albañilería. Ver Artículo 11 (11.2 y 11.7).

f) Que se utilice en los elementos de confinamiento, concreto con $f_c \geq 17,15 MPa$ ($175 kg/cm^2$).

20.2. Se asumirá que el paño de albañilería simple (sin armadura interior) no soporta acciones de punzonamiento causadas por cargas concentradas. Ver Artículo 29 (29.2).

20.3. El espesor mínimo de las columnas y solera será igual al espesor efectivo del muro.

20.4. El peralte mínimo de la viga solera será igual al espesor de la losa de techo.

20.5. El peralte mínimo de la columna de confinamiento será de 15 cm. En el caso que se discontinúen las vigas soleras, por la presencia de ductos en la losa del techo o porque el muro llega a un límite de propiedad, el peralte mínimo de la columna de confinamiento respectiva deberá ser suficiente como para permitir el anclaje de la parte recta del refuerzo longitudinal existente en la viga solera más el recubrimiento respectivo (ver Artículo 11.10).

20.6. Cuando se utilice refuerzo horizontal en los muros confinados, las varillas de refuerzo penetrarán en las columnas de confinamiento por lo menos 12,50 cm y terminarán en gancho a 90°, vertical de 10 cm de longitud.

Artículo 21.- ALBAÑILERÍA ARMADA

Adicionalmente a los requisitos indicados en el Artículo 19, se cumplirá lo siguiente:

21.1. Para dar cumplimiento al requisito en el Artículo 19.2.b, los muros reforzados deberán ser rellenados con grout total o parcialmente en sus alvéolos, de acuerdo a lo especificado en el Artículo 5 (5.3). El concreto líquido debe cumplir con los requisitos de esta Norma, con resistencia a compresión $f_c \geq 13,72 MPa$ ($140 kg/cm^2$). Ver el Artículo 7 (7.5) y Artículo 12 (12.6).

21.2. Los muros portantes no comprendidos en el Artículo 21 (21.1) y los muros portantes en edificaciones de la Zona Sísmica 1, así como los tabiques, parapetos, podrán ser hechos de albañilería parcialmente rellena en sus alvéolos. Ver el Artículo 12 (12.5).

21.3. Todos los empalmes y anclajes de la armadura desarrollarán plena capacidad a la tracción. Ver el Artículo 12 (12.1 y 12.2).

21.4. La cimentación será hecha de concreto simple o reforzado, con un peralte tal que permita anclar la parte recta del refuerzo vertical en tracción más el recubrimiento respectivo.

CAPÍTULO 8 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Artículo 22.- DEFINICIONES

Para los propósitos de esta Norma se utilizará las siguientes definiciones:

a) **SISMO SEVERO.** Es aquél proporcionado por la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, empleando un coeficiente de reducción de la sollicitación sísmica $R = 3$.

b) **SISMO MODERADO.** Es aquél que proporciona fuerzas de inercia equivalentes a la mitad de los valores producidos por el «sismo severo».

Artículo 23.- CONSIDERACIONES GENERALES

23.1. La Norma establece que el diseño de los muros cubra todo su rango de comportamiento, desde la etapa elástica hasta su probable incursión en el rango inelástico, proveyendo suficiente ductilidad y control de la degradación de resistencia y rigidez. El diseño es por el método de resistencia, con criterios de desempeño. El diseño está orientado, en consecuencia, a proteger a la estructura contra daños ante eventos sísmicos frecuentes (sismo moderado) y a proveer la necesaria resistencia para soportar el sismo severo, conduciendo el tipo de falla y limitando la degradación de resistencia y rigidez con el propósito de limitar el nivel de daños en los muros, de manera que éstos sean económicamente reparables mediante procedimientos sencillos.

23.2. Para los propósitos de esta Norma, se establece los siguientes considerandos:

a) El «sismo moderado» no debe producir la fisuración de ningún muro portante.

b) Los elementos de acoplamiento entre muros deben funcionar como una primera línea de resistencia sísmica, disipando energía antes de que fallen los muros de albañilería, por lo que esos elementos deberán conducirse hacia una falla dúctil por flexión.

c) El límite máximo de la distorsión angular ante la acción del «sismo severo» se fija en 1/200, para permitir que el muro sea reparable pasado el evento sísmico.

d) Los muros deben ser diseñados por capacidad de tal modo que puedan soportar la carga asociada a su incursión inelástica, y que proporcionen al edificio una resistencia a corte mayor o igual que la carga producida por el «sismo severo».

e) Se asume que la forma de falla de los muros confinados ante la acción del «sismo severo» será por corte, independientemente de su esbeltez.

f) La forma de falla de los muros armados es dependiente de su esbeltez. Los procedimientos de diseño indicados en el Artículo 28 tienden a orientar el comportamiento de los muros hacia una falla por flexión, con la formación de rótulas plásticas en su parte baja.

Artículo 24.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL

24.1. El análisis estructural de los edificios de albañilería se realizará por métodos elásticos teniendo en cuenta los efectos causados por las cargas muertas, las cargas vivas y el sismo. La carga gravitacional para cada muro podrá ser obtenida por cualquier método racional.

24.2. La determinación del cortante basal y su distribución en elevación, se hará de acuerdo a lo indicado en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

24.3. El análisis considerará las características del diafragma que forman las losas de techo; se deberá considerar el efecto que sobre la rigidez del diafragma tienen las aberturas y las discontinuidades en la losa.

24.4. El análisis considerará la participación de aquellos muros no portantes que no hayan sido aislados de la estructura principal. Cuando los muros se construyan integralmente con el alféizar, el efecto de éste deberá considerarse en el análisis.

24.5. La distribución de la fuerza cortante en planta se hará teniendo en cuenta las torsiones existentes y reglamentarias. La rigidez de cada muro podrá determinarse suponiéndolo en voladizo cuando no existan vigas de acoplamiento, y se considerará acoplado cuando existan vigas de acoplamiento diseñadas para comportarse dúctilmente.

24.6. Para el cálculo de la rigidez de los muros, se agregará a su sección transversal el 25% de la sección transversal de aquellos muros que concurren ortogonalmente al muro en análisis ó 6 veces su espesor, lo que sea mayor. Cuando un muro transversal concorra a dos muros, su contribución a cada muro no excederá de la mitad de su longitud. La rigidez lateral de un muro confinado deberá evaluarse transformando el concreto de sus columnas de confinamiento en área equivalente de albañilería, multiplicando su espesor real por la relación de módulos de elasticidad E_c / E_m ; el centroide de dicha área equivalente coincidirá con el de la columna de confinamiento.

24.7. El módulo de elasticidad (E_m) y el módulo de corte (G_m) para la albañilería se considerará como sigue:

- Unidades de arcilla: $E_m = 500 f'_m$
- Unidades Silico-calcáreas: $E_m = 600 f'_m$
- Unidades de concreto vibrado: $E_m = 700 f'_m$
- Para todo tipo de unidad de albañilería: $G_m = 0,4 E_m$

Opcionalmente, los valores de « E_m » y « G_m » podrán calcularse experimentalmente según se especifica en el Artículo 13.

24.8. El módulo de elasticidad (E_c) y el módulo de corte (G_c) para el concreto serán los indicados en la NTE E.060 Concreto Armado.

24.9. El módulo de elasticidad para el acero (E_s) se considerará igual a 196 000 MPa (2 000 000 kg/cm²)

Artículo 25.- DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

25.1. Requisitos Generales

a) Todos los elementos de concreto armado del edificio, con excepción de los elementos de confinamiento de los muros de albañilería, serán diseñados por resistencia última, asegurando que su falla sea por un mecanismo de flexión y no de corte.

El diseño se hará para la combinación de fuerzas gravitacionales y las fuerzas debidas al «sismo moderado», utilizando los factores de amplificación de carga y de reducción de resistencia (ϕ) especificados en la NTE E.060 Concreto Armado. La cimentación será dimensionada bajo condiciones de servicio para los esfuerzos admisibles del suelo y se diseñará a rotura.

b) Los elementos de confinamiento serán diseñados de acuerdo a lo estipulado en el Artículo 27 (27.2) de esta Norma.

Artículo 26.- DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA

26.1. Requisitos Generales

a) Para el diseño de los muros confinados ante acciones coplanares, podrá suponerse que los muros son de sección rectangular (t, L). Cuando se presenten muros que se intercepten perpendicularmente, se tomará como elemento de refuerzo vertical común a ambos muros (sección transversal de columnas, refuerzos verticales, etc.) en el punto de intersección, al mayor elemento de refuerzo proveniente del diseño independiente de ambos muros.

b) Para el diseño por flexo compresión de los muros armados que tengan continuidad en sus extremos con muros transversales, podrá considerarse la contribución de las alas de acuerdo a lo indicado en 8.3.6. Para el diseño a corte se considerará que la sección es rectangular, despreciando la contribución de los muros transversales.

26.2. Control de Fisuración

a) Esta disposición tiene por propósito evitar que los muros se fisuren ante los sismos moderados, que son los más frecuentes. Para el efecto se considerarán las fuerzas cortantes producidas por el sismo moderado.

b) Para todos los muros de albañilería deberá verificarse que en cada entrepiso se satisfaga la siguiente expresión que controla la ocurrencia de fisuras por corte:

$$V_e \leq 0,55 V_m = \text{Fuerza Cortante Admisible} \quad (26.2)$$

donde: « V_e » es la fuerza cortante producida por el «sismo moderado» en el muro en análisis y « V_m » es la fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería (ver Artículo 26 (26.3)).

26.3. Resistencia al Agrietamiento Diagonal

a) La resistencia al corte (V_m) de los muros de albañilería se calculará en cada entrepiso mediante las siguientes expresiones:

Unidades de Arcilla y de Concreto:

$$V_m = 0,5 v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g$$

Unidades Silico-calcáreas:

$$V_m = 0,35 v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g$$

donde:

v'_m = resistencia característica a corte de la albañilería (ver Artículos 13 (13.8 y 13.9)).

P_g = carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (NTE E.030 Diseño Sismorresistente)

t = espesor efectivo del muro (ver Artículo 3 (3.13))

L = longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)

α = factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez, calculado como:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e L}{M_e} \leq 1 \quad (26.3)$$

donde: « V_e » es la fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico; y,

« M_e » es el momento flector del muro obtenido del análisis elástico.

26.4. Verificación de la resistencia al corte del edificio

a) Con el objeto de proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio, en cada entrepiso «i» y en cada dirección principal del edificio, se deberá cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo, es decir que:

$$\sum V_{mi} \geq V_{ei} \quad (26.4)$$

b) La sumatoria de resistencias al corte ($\sum V_{mi}$) incluirá sólo el aporte de los muros reforzados (confinados o armados) y el aporte de los muros de concreto armado,

sin considerar en este caso la contribución del refuerzo horizontal.

c) El valor « V_{Bz} » corresponde a la fuerza cortante actuante en el entrepiso «i» del edificio, producida por el «sismo severo».

d) Cumplida la expresión $\sum V_{mi} \geq V_{Bz}$ por los muros portantes de carga sísmica, el resto de muros que componen al edificio podrán ser no reforzados para la acción sísmica coplanar.

e) Cuando $\sum V_{mi}$ en cada entrepiso sea mayor o igual a $3 V_{Bz}$, se considerará que el edificio se comporta elásticamente. Bajo esa condición, se empleará refuerzo mínimo, capaz de funcionar como arriostres y de soportar las acciones perpendiculares al plano de la albañilería (ver el Capítulo 9). En este paso culminará el diseño de estos edificios ante cargas sísmicas coplanares.

26.5. Diseño para cargas ortogonales al plano del muro

a) El diseño para fuerzas ortogonales al plano del muro se hará de acuerdo a lo indicado en el Capítulo 9.

26.6. Diseño para fuerzas coplanares de flexo compresión

a) El diseño para fuerzas en el plano del muro se hará de acuerdo al Artículo 27 para muros de albañilería confinada y al artículo 28 para muros de albañilería armada.

Artículo 27.- ALBAÑILERÍA CONFINADA

a) Las previsiones contenidas en este acápite aplican para edificaciones hasta de cinco pisos o 15 m de altura.

b) Para este tipo de edificaciones se ha supuesto que la falla final se produce por fuerza cortante en los entrepisos bajos del edificio. El diseño de los muros debe orientarse a evitar fallas frágiles y a mantener la integración entre el panel de albañilería y los confinamientos verticales, evitando el vaciamiento de la albañilería; para tal efecto el diseño debe comprender:

- la verificación de la necesidad de refuerzo horizontal en el muro;
- la verificación del agrietamiento diagonal en los entrepisos superiores; y,
- el diseño de los confinamientos para la combinación de fuerzas de corte, compresión o tracción y corte fricción.

c) Las fuerzas internas para el diseño de los muros en cada entrepiso «i» serán las del «sismo severo» (V_{si}, M_{si}), y se obtendrán amplificando los valores obtenidos del análisis elástico ante el «sismo moderado» (V_{ei}, M_{ei}) por la relación cortante de agrietamiento diagonal (V_{si}^m) entre cortante producido por el «sismo moderado» (V_{ei}), ambos en el primer piso. El factor de amplificación no deberá ser menor que dos ni mayor que tres: $2 \leq V_{si}^m / V_{ei} \leq 3$.

$$V_{si} = V_{ei} \frac{V_{si}^m}{V_{ei}} \quad M_{si} = M_{ei} \frac{V_{si}^m}{V_{ei}} \quad (27c)$$

27.1. Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros

a) Todo muro confinado cuyo cortante bajo sismo severo sea mayor o igual a su resistencia al corte ($V_u \geq V_m$), o que tenga un esfuerzo a compresión axial producido por la carga gravitacional considerando toda la sobrecarga, $\sigma_m = P_m / (L \cdot t)$, mayor o igual que $0,05 f'_m$, deberá llevar refuerzo horizontal continuo anclado a las columnas de confinamiento.

b) En los edificios de más de tres pisos, todos los muros portantes del primer nivel serán reforzados horizontalmente.

c) La cuantía del acero de refuerzo horizontal será: $\rho = A_s / (s \cdot t) \geq 0,001$. Las varillas de refuerzo penetrarán en las columnas de confinamiento por lo menos 12,5 cm y terminarán con gancho a 90° vertical de 10 cm de longitud.

27.2. Verificación del agrietamiento diagonal en los entrepisos superiores

a) En cada entrepiso superior al primero, deberá verificarse para cada muro confinado que: $V_{mi} > V_{ui}$

De no cumplirse esta condición, el entrepiso «i» también se agrietará y sus confinamientos deberán ser diseñados para soportar « V_{mi} », en forma similar al primer entrepiso.

27.3. Diseño de los elementos de confinamiento de los muros del primer piso y de los muros agrietados de pisos superiores

a) Diseño de las columnas de confinamiento

• Las fuerzas internas en las columnas se obtendrán aplicando las expresiones de la Tabla 11.

COLUMNA	V_c (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c \frac{V_{m1} h}{2L}$
Extrema	$1,5 \frac{V_{m1} L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

Donde:

$M = M_{m1} - 1/2 V_{m1} h$ (« h » es la altura del primer piso).
 $F = M/L$ = fuerza axial en las columnas extremas producidas por « M ».

N_c = número de columnas de confinamiento (en muros de un paño $N_c = 2$)

L_m = longitud del paño mayor ó $0,5 L$, lo que sea mayor (en muros de un paño $L_m = L$)

P_c = es la sumatoria de las cargas gravitacionales siguientes: carga vertical directa sobre la columna de confinamiento; mitad de la carga axial sobre el paño de muro a cada lado de la columna; y, carga proveniente de los muros transversales de acuerdo a su longitud tributaria indicada en el Artículo 24 (24.6).

a.1. Determinación de la sección de concreto de la columna de confinamiento

• El área de la sección de las columnas será la mayor de las que proporcione el diseño por compresión o el diseño por corte fricción, pero no menor que 15 veces el espesor de la columna (15 t) en cm^2 .

Diseño por compresión

• El área de la sección de concreto se calculará asumiendo que la columna está arriostada en su longitud por el panel de albañilería al que confina y por los muros transversales de ser el caso. El área del núcleo (A_n) bordado por los estribos se obtendrá mediante la expresión:

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0,85 \delta f'_c} \quad (27.3-a.1)$$

donde:

$\phi = 0,7$ o $0,75$, según se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente

$\delta = 0,8$, para columnas sin muros transversales

$\delta = 1$, para columnas confinadas por muros transversales

• Para calcular la sección transversal de la columna (A_s), deberá agregarse los recubrimientos (ver Artículo 11(11.10)) al área del núcleo « A_n »; el resultado no deberá ser menor que el área requerida por corte-fricción « A_{sf} ». Adicionalmente, en los casos que la viga solera se discontinúe, el peralte de la columna deberá ser suficiente como para anclar al refuerzo longitudinal existente en la solera.

Diseño por corte fricción (V_c)

• La sección transversal (A_{sf}) de las columnas de confinamiento se diseñará para soportar la acción de corte fricción, con la expresión siguiente:

$$A_g = \frac{V_c}{0,2f_c\phi} \geq A_c \geq 15t(cm^2) \quad (27.3.3-a.1')$$

donde: $\phi = 0,85$

a.2. Determinación del refuerzo vertical

• El refuerzo vertical a colocar en las columnas de confinamiento será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción y tracción; adicionalmente, desarrollará por lo menos una tracción igual a la capacidad resistente a tracción del concreto y como mínimo se colocarán 4 varillas para formar un núcleo confinado. El refuerzo vertical (A_s) será la suma del refuerzo requerido por corte-fricción y el refuerzo requerido por tracción (A_{st}):

$$A_g = \frac{V_c}{f_y\mu\phi} \quad A_{st} = \frac{T}{f_y\phi} \quad (27.3.a.2)$$

$$A_s = A_g + A_{st} \geq \frac{0,1f_cA_c}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4\phi 8mm)$$

donde: El factor de reducción de resistencia es $\phi = 0,85$
El coeficiente de fricción es: $\mu = 0,8$ para juntas sin tratamiento y $\mu = 1,0$ para juntas en la que se haya eliminado la lechada de cemento y sea intencionalmente rugosa.

a.3. Determinación de los estribos de confinamiento

• Los estribos de las columnas de confinamiento podrán ser ya sea estribos cerrados con gancho a 135°, estribos de 1/4 de vuelta o zunchos con ganchos a 180°. En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o 1,5 d (por debajo o encima de la solera, dintel o sobrecimiento), deberá colocarse el menor de los siguientes espacia-mien-tos (s) entre estribos:

$$s_1 = \frac{A_v f_y}{0,3t_n f_c (A_c/A_n - 1)} \quad s_2 = \frac{A_v f_y}{0,12t_n f_c} \quad (27.3.a.3)$$

$$s_3 = \frac{d}{4} \geq 5cm \quad s_4 = 10cm$$

Donde «d» es el peralte de la columna, « t_n » es el espesor del núcleo confinado y « A_v » es la suma de las ramas paralelas del estribo.

• El confinamiento mínimo con estribos será $\square 6mm, 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25$ cm. Adicionalmente se agregará 2 estribos en la unión solera-columna y estribos $@ 10$ cm en el sobrecimiento.

b) Diseño de las vigas soleras correspondientes al primer nivel

• La solera se diseñará a tracción pura para soportar una fuerza igual a T_s :

$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L}$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0,1f_c A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4\phi 8mm) \quad (27.3.b)$$

donde: $\phi = 0,9$

A_{cs} = área de la sección transversal de la solera

• El área de la sección transversal de la solera (A_{cs}) será suficiente para alojar el refuerzo longitudinal (A_s), pudiéndose emplear vigas chatas con un peralte igual al espesor de la losa del techo. En la solera se colocará estribos mínimos: $\square 6mm, 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25$ cm.

27.4. Diseño de los pisos superiores no agrietados

a. Las columnas extremas de los pisos superiores deberán tener un refuerzo vertical (A_s) capaz de absorber la tracción « T » producida por el momento flector ($M_{gt} = M_e(V_{m1}/V_{e1})$) actuante en el piso en estudio, asociado al instante en que se origine el agrietamiento diagonal del primer entrepiso.

$$F = \frac{M_u}{L} \quad T = F - P_c > 0 \quad (27.4.a)$$

$$A_s = \frac{T}{\phi f_y} \geq \frac{0,1f_c A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4\phi 8mm)$$

donde $\phi = 0,9$.

b. El área del núcleo (A_n) correspondiente a las columnas extremas de confinamiento, deberá diseñarse para soportar la compresión «C». Para obtener el área de concreto (A_c), deberá agregarse los recubrimientos al área del núcleo « A_n »:

$$C = P_c + F$$

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0,85\delta f_c} \quad (27.4.b)$$

donde: $\phi = 0,7$ o $0,75$, según se emplee estribos cerrados o zunchos, respectivamente.

$\delta = 0,8$ para columnas sin muros transversales
 $\delta = 1$ para columnas confinadas para muros transversales

c. Las columnas internas podrán tener refuerzo mínimo.
d. Las soleras se diseñarán a tracción con una fuerza igual a « T_s »:

$$T_s = V_u \frac{L_m}{2L}$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0,1f_c A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4\phi 8mm) \quad (27.4.d)$$

donde $\phi = 0,9$

e. Tanto en las soleras como en las columnas de confinamiento, podrá colocarse estribos mínimos: $\square 1/4, 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25$ cm.

Artículo 28.- ALBAÑILERÍA ARMADA

28.1. Aspectos Generales

Es objetivo de esta norma el lograr que los muros de albañilería armada tengan un comportamiento dúctil ante sismos severos, propiciando una falla final de tracción por flexión, evitando fallas frágiles que impidan o reduzcan la respuesta dúctil del muro ante dichas solicitaciones. Para alcanzar este objetivo la resistencia de los muros debe satisfacer las verificaciones dadas en el Artículo 28 (28.2a y 28.5) y deberá cumplirse los siguientes requisitos:

a) Todos los muros llevarán refuerzo horizontal y vertical. La cuantía mínima de refuerzo en cualquier dirección será de 0,1%. Las varillas de acero de refuerzo serán corrugadas.

b) El refuerzo horizontal se colocará preferentemente en el eje del muro, alojado en la cavidad horizontal de la unidad de albañilería. El refuerzo horizontal podrá colocarse en la cama de mortero de las hiladas cuando el espesor de las paredes de la unidad permitan que el refuerzo tenga un recubrimiento mínimo de 15 mm.

c) El refuerzo horizontal de los muros se diseñará para el cortante asociado al mecanismo de falla por flexión, es decir para el cortante debido al sismo severo, sin considerar ninguna contribución de la albañilería de acuerdo a lo indicado en el Artículo 20 (20.2).

d) El espaciamiento del refuerzo horizontal en el primer piso de muros hasta de 3 pisos o 12 m de altura en las zonas sísmicas 2 y 3 no excederá de 450 mm y para muros de más de 3 pisos o 12 m no excederá de 200 mm; en la zona sísmica 1 no excederá de 800 mm.

e) El refuerzo horizontal en los muros del primer piso de edificios de 3 o más pisos debe ser continuo sin traslapes. En los pisos superiores o en los muros de edificaciones de 1 y 2 pisos, el refuerzo horizontal no será traslapado dentro de los 600 mm o 0,2L del extremo del muro. La longitud de traslape será la requerida por tracción y los extremos de las barras en el traslape deberán amarrarse.

f) Todos los alvéolos de las unidades que se utilicen en los muros portantes de carga sísmica, de los dos primeros pisos de edificios de 3 ó más pisos, deberán estar

totalmente rellenos de concreto líquido. Para los muros de los pisos superiores podrá emplearse muros parcialmente rellenos, si cumplen con la limitación dada en el Artículo 28 (28.1h).

g) Cuando el esfuerzo último por compresión, resultante de la acción de las cargas de gravedad y de las fuerzas de sismo coplanares, exceda de $0,3 f'_m$ los extremos libres de los muros (sin muros transversales) se confinarán para evitar la falla por flexocompresión. El confinamiento se podrá lograr mediante planchas de acero estructural inoxidable o galvanizado, mediante estribos o zunchos cuando la dimensión del alvéolo lo permita.

h) Los muros de edificaciones de uno y dos pisos cuyo esfuerzo cortante ante sismos severos no exceda de $0,5 \frac{V_m}{A_n}$, donde A_n es el área neta del muro, podrán ser construidos de albañilería parcialmente rellena. En este caso el refuerzo horizontal se colocará en las hiladas o en el eje del muro cuando las celdas de la unidad sin refuerzo vertical han sido previamente taponeadas.

i) Los muros secundarios (tabiques, parapetos y muros portantes no contabilizados en el aporte de resistencia sísmica) podrán ser hechos de albañilería parcialmente rellena. En estos casos, la cuantía de refuerzo vertical u horizontal no será menor que 0,07%.

j) En las zonas del muro donde se formará la rótula plástica (primer piso), se tratará de evitar el traslape del refuerzo vertical, o se tomará las precauciones especificadas en el Artículo 12 (12.1).

k) Para evitar las fallas por deslizamiento en el muro (cizalle), el refuerzo vertical por flexión se concentrará en los extremos del muro y en la zona central se utilizará una cuantía no menor que 0,001, espaciando las barras a no más de 45 cm. Adicionalmente, en la interfase cimentación - muro, se añadirán espigas verticales de 3/8" que penetre 30 y 50 cm, alternadamente, en el interior de aquellas celdas que carecen de refuerzo vertical.

28.2. Resistencia a compresión y flexo compresión en el plano del muro

a) Suposiciones de diseño

El diseño por flexión de muros sometidos a carga axial actuando conjuntamente con fuerzas horizontales coplanares, se basará en las suposiciones de esta sección y en la satisfacción de las condiciones aplicables de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

- La deformación unitaria en el acero de refuerzo y en la albañilería será asumida directamente proporcional a la distancia medida desde el eje neutro.

- La deformación unitaria máxima de la albañilería, ϵ_m , en la fibra extrema comprimida se asumirá igual a 0,002 para albañilería de unidades apilables e igual a 0,0025 para albañilería de unidades asentadas cuando la albañilería no es confinada y de 0,0055 cuando la albañilería es confinada mediante los elementos indicados en el Artículo 28 (28.1g).

- Los esfuerzos en el refuerzo, por debajo del esfuerzo de fluencia especificado, f_y , se tomarán iguales al producto del módulo de elasticidad E_s por la deformación unitaria del acero. Para deformaciones mayores que la correspondiente a f_y , los esfuerzos en el acero se considerarán independientes de la deformación e iguales a f_y .

- La resistencia a la tracción de la albañilería será despreciada.

- El esfuerzo de compresión máximo en la albañilería, $0,85 f'_m$, será asumido uniformemente distribuido sobre una zona equivalente de compresión, limitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro de la sección a una distancia $\alpha = 0,85 c$, donde c es la distancia del eje neutro a la fibra extrema comprimida.

- El momento flector M_u actuante en un nivel determinado se determinará del análisis estructural ante sismo moderado.

- El momento flector y la fuerza cortante factorizado serán $M_u = 1,25 M_u$ y $V_u = 1,25 V_u$ respectivamente. La resistencia en flexión, de todas las secciones del muro debe ser igual o mayor al momento de diseño obtenido de un diagrama de momentos modificado, de manera que el momento hasta una altura igual a la mitad de la longitud del muro sea igual al momento de la base y luego se reducirá de forma lineal hasta el extremo superior.

28.3. Evaluación de la Capacidad Resistente « M_n »

a) Para todos los muros portantes se debe cumplir que la capacidad resistente a flexión M_n , considerando la interacción carga axial - momento flector, reducida por el factor ϕ , sea mayor o igual que el momento flector factorizado M_u :

$$\phi M_n \geq M_u$$

el factor de reducción de la capacidad resistente a flexocompresión ϕ , se calculará mediante la siguiente expresión:

$$0,65 \leq \phi = 0,85 - 0,2 P_u/P_o \leq 0,85 \quad (28.3a)$$

Donde $P_o = 0,1 f'_m t L$

b) Para muros de sección rectangular, la capacidad resistente a flexión M_n podrá calcularse aplicando la fórmula siguiente:

$$M_n = A_s f_y D + P_u L/2 \quad (28.3b)$$

donde: $D = 0,8L$

A_s = área del refuerzo vertical en el extremo del muro

Para calcular el área de acero « A_s » a concentrar en el extremo del muro, se deberá utilizar la menor carga axial: $P_u = 0,9 P_g$.

Cuando al extremo traccionado concorra un muro perpendicular, el momento flector M_u podrá ser reducido en $0,9 P_g L/2$, donde P_g es la carga de gravedad tributaria proveniente del muro transversal.

c) Para muros con secciones no rectangulares, el diseño por flexo compresión podrá realizarse empleando la formulación anterior o mediante la evaluación del Diagrama de Interacción para las acciones nominales (P_u vs. M_u).

d) Por lo menos se colocará 2ϕ 3/8", o su equivalente, en los bordes libres del muro y en las intersecciones entre muros.

e) En la zona central del muro el refuerzo vertical mínimo será el requerido por corte fricción de acuerdo a lo indicado en el Artículo 28 (28.1k).

f) El valor « M_n » se calculará sólo para el primer piso (M_{n1}), debiéndose emplear para su evaluación la máxima carga axial posible existente en ese piso: $P_u = 1,25 P_m$, contemplando el 100% de sobrecarga.

28.4. Verificación de la necesidad de confinamiento de los extremos libres del muro

a) Se verificará la necesidad de confinar los extremos libres (sin muros transversales) comprimidos, evaluando el esfuerzo de compresión último (σ_u) con la fórmula de flexión compuesta:

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u \cdot y}{I} \quad (28.4)$$

En la que P_u es la carga total del muro, considerando 100% de sobrecarga y amplificada por 1,25.

b) Toda la longitud del muro donde se tenga $\sigma_u \geq 0,3 f'_m$ deberá ser confinada. El confinamiento se hará en toda la altura del muro donde los esfuerzos calculados con Artículo 28 (28.4), sean mayores o iguales al esfuerzo límite indicado.

c) Cuando se utilice confinamiento, el refuerzo vertical existente en el borde libre deberá tener un diámetro $D_b \geq s/13$, donde « s » es el espaciamiento entre elementos de confinamiento.

28.5. Resistencia a corte

a) El diseño por fuerza cortante se realizará para el cortante « V_{uf} » asociado al mecanismo de falla por flexión producido en el primer piso. El diseño por fuerza cortante se realizará suponiendo que el 100% del cortante es absorbido por el refuerzo horizontal. El valor « V_{uf} » considera un factor de amplificación de 1,25, que contempla el ingreso de refuerzo vertical en la zona de endurecimiento.

b) El valor « V_{uf} » se calculará con las siguientes fórmulas:

Primer Piso:
 $V_{uf1} = 1,25 V_{u1} (M_{n1} / M_{u1}) \dots$ no menor que V_{m1}

Pisos Superiores:
 $V_{ufi} = 1,25 V_{ui} (M_{ni} / M_{ui}) \dots$ no mayor que V_{mi}

El esfuerzo de corte $v_i = V_{uf} / tL$ no excederá de $0,10 f_m$ en zonas de posible formación de rótulas plásticas y de $0,20 f_m$ en cualquier otra zona.

c) En cada piso, el área del refuerzo horizontal (A_{sh}) se calculará con la siguiente expresión:

$$A_{sh} = \frac{V_{uf} \cdot s}{f_y \cdot D} \quad (28.5)$$

donde:

S = espaciamiento del refuerzo horizontal
 $D = 0,8L$ para muros esbeltos, donde: $M_e / (V_e L) \geq 1$
 $D = L$ para muros no esbeltos, donde:
 $M_e / (V_e L) < 1$

CAPITULO 9 DISEÑO PARA CARGAS ORTOGONALES AL PLANO DEL MURO

Artículo 29.- ESPECIFICACIONES GENERALES

29.1. Los muros portantes y los no portantes (cercos, tabiques y parapetos) deberán verificarse para las acciones perpendiculares a su plano provenientes de sismo, viento o de fuerzas de inercia de elementos puntuales o lineales que se apoyen en el muro en zonas intermedias entre sus extremos superior o inferior.

29.2. Para el caso de fuerzas concentradas perpendiculares al plano de muros de albañilería simple, los muros deberán reforzarse con elementos de concreto armado que sean capaces de resistir el total de las cargas y transmitir las a la cimentación. Tal es el caso, por ejemplo, de una escalera, el empuje causado por una escalera cuyo descanso apoya directamente sobre la albañilería, deberá ser tomado por columnas.

Para el caso de muros confinados o muros arriostrados por elementos de concreto, las fuerzas deberán trasladarse a los elementos de arrioste o confinamiento por medio de elementos horizontales, vigas o losa.

29.3. Para el caso de los muros armados, los esfuerzos que generen las acciones concentradas actuantes contra el plano de la albañilería deberán ser absorbidas por el refuerzo vertical y horizontal.

29.4. Cuando se trate de muros portantes se verificará que el esfuerzo de tracción considerando la sección bruta no exceda del valor dado en el Artículo 29 (29.8).

29.5. Los muros o tabiques desconectados de la estructura principal serán diseñados para resistir una fuerza sísmica asociada a su peso, de acuerdo a lo indicado en el capítulo correspondiente de la NTE E.030. Diseño Sismorresistente

29.6. El paño de albañilería se supondrá que actúa como una losa simplemente apoyada en sus arriostres, sujeta a cargas sísmicas uniformemente distribuidas. La magnitud de esta carga (w , en kg/m^2) para un metro cuadrado de muro se calculará mediante la siguiente expresión:

$$w = 0,8 Z U C_1 \gamma e \quad (29.6)$$

donde:

Z = factor de zona especificado en la NTE E.030. Diseño Sismorresistente
 U = factor de importancia especificado en la NTE E.030. Diseño Sismorresistente
 C_1 = coeficiente sísmico especificado en la NTE E.030. Diseño Sismorresistente
 e = espesor bruto del muro (incluyendo tarrajeos), en metros
 γ = peso volumétrico de la albañilería

29.7. El momento flector distribuido por unidad de longitud (M_s , en $kg\cdot m/m$), producido por la carga sísmica « w » (ver Artículo 29 (29.6)), se calculará mediante la siguiente fórmula:

$$M_s = m \cdot w \cdot a^2 \quad (29.7)$$

donde:

m = coeficiente de momento (adimensional) indicado en la Tabla 12.

a = dimensión crítica del paño de albañilería (ver la Tabla 12), en metros.

**TABLA 12
VALORES DEL COEFICIENTE DE
MOMENTOS «m» y DIMENSION CRITICA «a»**

CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS							
a = Menor dimensión							
b/a =	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0
m =	0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS							
a = Longitud del borde libre							
b/a =	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5
m =	0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES							
a = Altura del muro							
m =	0,125						
CASO 4. MURO EN VOLADIZO							
a = Altura del muro							
m =	0,5						

29.8. El esfuerzo admisible en tracción por flexión (f_t') de la albañilería se supondrá igual a:

$$f_t' = \begin{cases} 0,15 \text{ MPa (1,50 kg/cm}^2\text{)} & \text{para albañilería simple} \\ 0,30 \text{ MPa (3,00 kg/cm}^2\text{)} & \text{para albañilería armada rellena de concreto líquido.} \end{cases}$$

29.9. Los arriostres podrán estar compuestos por la cimentación, las columnas de confinamiento, las losas rígidas de techo (para el caso de muros portantes), las vigas soleras (para el caso de cercos, tabiques y parapetos) y los muros transversales.

29.10 Para el análisis y diseño de los elementos de arriostres se emplearán métodos racionales y la armadura que se obtenga por este concepto, no se sumará al refuerzo evaluado ante acciones sísmicas coplanares, sino que se adoptará el mayor valor respectivo.

Artículo 30.- MUROS PORTANTES

30.1. Los muros portantes de estructuras diafragma-das con esfuerzo de compresión no mayor que $0,01 f_m$ se diseñarán de acuerdo al Artículo 31.

30.2. En los muros portantes de edificaciones diafragma-das y que como tales estarán sujetas principalmente a fuerzas coplanares, no se permitirá la formación de fisuras producidas por acciones transversales a su plano, porque éstas debilitan su área de corte ante acciones sísmicas coplanares. Para la obtención del momento flector perpendicular al plano se empleará procedimientos basados en teorías elásticas como se indica en el Artículo 29 (29.7).

Los pisos críticos por analizar son:

- El primer piso, por flexocompresión.
- El último piso, por tracción producida por la flexión

30.3. Los muros portantes confinados, así como los muros portantes armados, arriostrados en sus cuatro bordes, que cumplan con las especificaciones indicadas en Artículo 19 (19.1.a) y Artículo 19 (19.1.b), no necesitarán ser diseñados ante cargas sísmicas perpendiculares al plano de la albañilería, a no ser que exista excentricidad de la carga gravitacional. En este paso culminará el diseño de estos muros.

30.4. Al momento flector producido por la excentricidad de la carga gravitacional « M_g » (si existiese) deberá agregarse el momento generado por la carga sísmica « M_s » (ver Artículo 29 (29.69)), para de esta manera obtener el momento total de diseño $M_t = M_s + M_g$, repartido por unidad de longitud.

30.5. El esfuerzo axial producido por la carga gravitacional (P_g), se obtendrá como: $f_a = P_g / Lt$

30.6. El esfuerzo normal producido por el momento flector « M_t », se obtendrá como: $f_m = 6M_t / t^2$.

30.7. Se deberá cumplir que:

- a) En el primer piso: $f_a + f_m \leq 0,25 f'_m$
 b) En el último piso: $f'_m - f_a \leq f'_i$
 c) En cualquier piso: La compresión resultante será tal que:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_m}{F_m} \leq 1,33 \quad (30.7c1)$$

en la que:

f_a = es el esfuerzo resultante de la carga axial
 F_a = es el esfuerzo admisible para carga axial

$$= 0,20 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \quad (30.7c2)$$

f_m = es el esfuerzo resultante del momento flector
 F_m = es el esfuerzo admisible para compresión por flexión = $0,40 f'_m$

Artículo 31.- MUROS NO PORTANTES Y MUROS PORTANTES DE ESTRUCTURAS NO DIAFRAGMADAS

Adicionalmente a las especificaciones indicadas en el Artículo 29, se cumplirá lo siguiente:

31.1. Los muros no portantes (cercos, tabiques y parapetos) podrán ser construidos empleando unidades de albañilería sólida, hueca o tubular; pudiéndose emplear la albañilería armada parcialmente rellena.

31.2. El momento flector en la albañilería (M_s) producido por la carga sísmica «w» (ver Artículo 29 (29.6)), podrá ser obtenido utilizando la Tabla 12 o empleando otros métodos como el de líneas de rotura.

31.3. En la albañilería simple el esfuerzo normal producido por el momento flector « M_s », se obtendrá como: $f_m = 6M_s / t^2$ y no será mayor que $f'_i = 0,147 MPa$ ($1,5 Kg/cm^2$).

31.4. Los muros no portantes de albañilería armada serán reforzados de tal manera que la armadura resista el íntegro de las tracciones producidas por el momento flector « M_s »; no admitiéndose tracciones mayores de $8 kg/cm^2$ ($0,754 MPa$) en la albañilería. La cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical a emplear en estos muros será 0,0007 (ver Artículo 2 (2.8)).

31.5. Los arriostramientos serán diseñados por métodos racionales de cálculo, de modo que puedan soportar la carga sísmica «w» (especificada en el Artículo 29 (29.6)) actuante contra el plano del muro.

31.6. La cimentación de los cercos será diseñada por métodos racionales de cálculo. Los factores de seguridad para evitar la falla por volcamiento y deslizamiento del cerco serán 2 y 1,5, respectivamente.

31.7. Están exonerados de las exigencias de arriostramiento los parapetos de menos de 1,00 m de altura, que estén retirados del plano exterior de fachadas, ductos en los techos o patios interiores una distancia no menor de una vez y media su altura.

CAPITULO 10 INTERACCION TABIQUE DE ALBAÑILERIA- ESTRUCTURA APORTICADA

Artículo 32.- ALCANCE

32.1. Este Capítulo aplica a los tabiques de albañilería empleados para reforzar pórticos de concreto armado o acero. Puede aplicarse también para los tabiques de cierre y particiones de edificios aporticados, que no teniendo el propósito específico de reforzar al edificio, están adosados a sus pórticos, cuando el proyectista quiera proteger al edificio de efectos que se describen en el Artículo 32 (32.2).

32.2. Cuando un tabique no ha sido aislado del pórtico que lo enmarca, ante las acciones sísmicas se producirá la interacción de ambos sistemas. Este efecto incrementa sustancialmente la rigidez lateral del pórtico y puede generar los siguientes problemas:

- 1) torsión en el edificio.
- 2) concentración de esfuerzos en las esquinas del pórtico
- 3) fractura del tabique.

4) «piso blando», que se presenta cuando un determinado piso está libre de tabiques, mientras que los pisos superiores se encuentran rigidizados por los tabiques.

5) «columnas cortas», donde el parapeto ó alféizar alto (ventanas de poca altura) restringe el desplazamiento lateral de las columnas.

6) Incremento de las fuerzas sísmicas en el edificio.

Artículo 33.- DISPOSICIONES

33.1. La distorsión angular máxima de cada entrepiso, considerando la contribución de los tabiques en la rigidez, deberá ser menor que $1/200$. Para atenuar los problemas de interacción tabique-pórtico, se sugiere adicionar al edificio placas de concreto armado que permitan limitar los desplazamientos del entrepiso.

33.2. En esta Norma se propone adoptar como modelo estructural un sistema compuesto por las barras continuas del pórtico de concreto armado, agregando en aquellos paños donde existan tabiques, un puntal diagonal de albañilería (ver el módulo de elasticidad « E_m » en 8.3.7) que trabaje a compresión, en reemplazo del tabique. Opcionalmente, podrá adoptarse otros modelos que reflejen la interacción tabique-pórtico. La sección transversal del puntal será bt .

donde:

t = espesor efectivo del tabique

b = ancho equivalente del puntal de albañilería = $1/4 D$

D = longitud del puntal (o longitud diagonal del tabique)

33.3. La falla de un tabique puede modificar sustancialmente el análisis estructural elástico al desaparecer el efecto de puntal en los tabiques que se agrietan o desploman; por lo tanto, será necesario que los tabiques se comporten elásticamente, incluso ante los sismos severos, y emplear elementos de anclaje que lo conecten a la estructura principal para evitar su volcamiento ante las acciones ortogonales a su plano.

33.4. Tipos de Falla y Resistencias Asociadas en los Tabiques. Los tipos de falla por carga sísmica contenida en el plano del tabique, así como las resistencias (R) respectivas, en condición de rotura del puntal, se presentan a continuación:

Nomenclatura

R = resistencia última del puntal de albañilería (en kilogramos)

L, h, t = longitud, altura y espesor del tabique, respectivamente (en centímetros)

$D = \sqrt{L^2 + h^2}$
 f'_m = resistencia característica a compresión axial de la albañilería (en kg/cm^2). Ver la Tabla 9.

f'_s = resistencia última a cizalle de la albañilería = $4 kg/cm^2$

a.- Aplastamiento (R_c). Esta falla se presenta en las esquinas del tabique, triturándose los ladrillos. La resistencia última del puntal se calculará como:

$$R_c = 0,12 f'_m D t \quad (33.4a)$$

b.- Tracción Diagonal (R_t). Esta falla se manifiesta a través de una grieta diagonal en el tabique. La resistencia última del puntal se calculará mediante la siguiente expresión:

$$R_t = 0,85 \sqrt{f'_m} D t \quad (33.4b)$$

c.- Cizalle (R_s). Este tipo de falla se produce a la mitad de la altura del tabique (junta de construcción) y se caracteriza por ser una grieta horizontal. La resistencia a la rotura del puntal se obtendrá mediante la siguiente fórmula:

$$R_s = \frac{f'_s \cdot t \cdot D}{1 - 0,4 h/L} \quad (33.4c)$$

33.5. La fuerza de compresión actuante en el puntal, proveniente del análisis sísmico elástico ante el sismo severo, especificado en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, deberá ser menor que la resistencia a la rotura del tabique (contemplando los tres tipos de falla indicados en el Artículo 33 (33.4)).