

Apéndice D

Diseño sísmico de las estructuras de concreto reforzado (en línea)

D.1 Introducción

El diseño sísmico de las estructuras de concreto reforzado es un tema que fácilmente podría llenar un libro de texto completo. Muchas organizaciones están dedicadas a estudiar la respuesta de un terremoto y al diseño de estructuras. Cada terremoto nos enseña nuevas lecciones y continuamente refinamos nuestros requisitos del código basándonos en estas lecciones.

Los terremotos producen movimientos del suelo horizontales y verticales que sacuden la base de una estructura. Debido a que el movimiento del resto de la estructura es resistido por la masa de ésta (inercia), el sacudimiento del suelo crea deformaciones que producen fuerzas en la misma. Los movimientos del terremoto producen cargas sísmicas en las estructuras, aun en aquellas que no son parte del sistema resistente a las cargas laterales. Estas fuerzas pueden ser horizontales y verticales y pueden someter a los elementos estructurales a fuerzas axiales, momentos y fuerzas cortantes cuyas magnitudes dependen de muchas de las propiedades de la estructura, tales como su masa, rigidez y ductilidad. También es importante el periodo de vibración de la estructura (el tiempo que le toma vibrar lateralmente en ambos sentidos). En este apéndice el diseño sísmico de las estructuras de concreto reforzado se enfoca desde el punto de vista de la aplicación del código. Se aborda el cálculo de las fuerzas del diseño sísmico; se explica el diseño de los elementos y el detallado de estas fuerzas y se muestran ejemplos.

El diseño sísmico de las estructuras de concreto reforzado es abordado por las disposiciones generales de diseño del ACI 318 y también por las disposiciones especiales de diseño sísmico del capítulo 18 del mismo código. Las estructuras de concreto reforzado diseñadas y detalladas de acuerdo con el ACI 318 están pensadas para resistir terremotos sin colapso estructural. En términos generales, la intensidad de un terremoto depende de las aceleraciones, velocidades y desplazamientos del movimiento del suelo que aquél produce. Las cargas de diseño sísmico están prescritas en *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE/SEI 7-10).¹ En ese documento, la severidad del movimiento del terremoto de diseño para una estructura de concreto se describe en términos de la *categoría de diseño sísmico* de la estructura (SDC: *Seismic Design Category*), que depende de la ubicación geográfica de la estructura y también del suelo sobre el cual está construida. Las estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico más baja, SDC A, deben cumplir solamente las disposiciones generales de diseño del ACI 318 y no con los requisitos especiales del capítulo 18 del ACI 318. Para las estructuras asignadas a SDC B y C, sólo se requiere que el sistema resistente a la fuerza sísmica cumpla con el capítulo 18. Sin embargo, las estructuras asignadas a SDC mayores (B, C, D, E o F) tienen demandas sísmicas crecientes y deben cumplir los requisitos del capítulo 18 del ACI 318, los cuales aumentan su severidad con un mayor SDC. Para esas categorías de diseño sísmico más altas, los requisitos del capítulo 18 del ACI 318 se basan en la hipótesis de que una estructura de concreto reforzado responde inelásticamente. El comportamiento inelástico se caracteriza por la fluencia del acero de refuerzo como se describe en la sección 3.6 del capítulo 3 de este libro. Los miembros estructurales cuyo acero de refuerzo fluye pueden disipar algo de la energía impartida a la estructura por un terremoto y las fuerzas que se desarrollan en estos miembros durante un terremoto son menores que lo que serían si la estructura respondiera elásticamente. Las categorías de diseño sísmico

¹ American Society of Civil Engineers, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, (Reston, Virginia: ASCE), capítulos 11-23.

se estudian con más detalle en la sección D.5 de este apéndice. Por ahora, continuemos con el estudio de los pasos fundamentales del diseño sísmico de acuerdo con las disposiciones de carga del ASCE7-10 y las disposiciones del diseño de los elementos y de detallado del capítulo 18 del ACI 318-14.

D.2 Terremoto máximo considerado

Las áreas con un alto riesgo de movimiento del suelo importante, tal como la costa oeste de Estados Unidos, tienen el nivel más alto de riesgo sísmico. Sin embargo, la mayoría de las áreas de Estados Unidos tiene cuando menos algún nivel de este riesgo. Una gran parte de ASCE 7-10 está dedicada a determinar las fuerzas de diseño sísmico. Estas fuerzas se basan en el “terremoto máximo considerado” (MCE: Maximum Considered Earthquake), el cual es un terremoto extremo, que se considera que ocurre sólo una vez cada 2500 años. La severidad de la sacudida del suelo al nivel de MCE se describe en términos de los parámetros de aceleración de la respuesta espectral S_S y S_I , cuyos valores se dan en mapas de curvas de isovalores suministrados con el ASCE 7 y también están disponibles en el sitio de la Red del Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS: United States Geological Survey) (www.usgs.gov). El parámetro S_S es una medida de la intensidad con que el MCE afecta a las estructuras con un periodo corto (0.2 seg). El parámetro S_I es una medida de la intensidad con que el MCE afecta a las estructuras con un periodo más largo (1 seg). A éstos se les llama parámetros de respuesta espectral y sus valores se proporcionan en las figuras 22-1 a 22-14 del ASCE/SEI 7-10.² Si S_I es menor que o igual a 0.04 y S_S es menor que o igual a 0.15, a la estructura se le asigna un valor de SDC A. Los valores más altos de S_I y S_S corresponden a categorías de diseño sísmico sucesivamente mayores. S_S y S_I son proporciones o razones de gravedad. Por ejemplo, en partes de California del sur, el valor de S_S puede ser 1.0 (100% de la aceleración de la gravedad), mientras que en partes del oeste medio puede ser solamente un cierto porcentaje.

D.3 Clasificación de suelo en el sitio

Los parámetros de respuesta espectral determinados anteriormente se modifican basándose en la *clase de suelo en el sitio* de la estructura. El suelo en el sitio se cataloga como clase A de suelo en el sitio hasta F de acuerdo con la tabla 20.3-1 y la sección 20.3 del ASCE/SEI 7, usando solamente la capa superior de 100 pies del perfil del sitio. La clase de suelo en el sitio más baja, la clase A (roca dura), da una fuerza de diseño sísmico relativamente baja. Las clases más altas dan fuerzas de diseño sísmico más altas. Si no se dispone de estos datos específicos del sitio, el ASCE/SEI 7 permite que el profesional de diseño que está registrado y que está preparando el reporte de investigación del suelo estime las propiedades del suelo a partir de las condiciones geológicas conocidas. Si las propiedades del suelo no se conocen lo suficiente, se usa la clase D del sitio, a menos que la autoridad que tenga jurisdicción o los datos geotécnicos determinen que la clase E o F del sitio es la apropiada. Una vez que se asigna la clase de suelo en el sitio, se determinan los correspondientes coeficientes del sitio para periodos cortos y largos, F_a y F_v , respectivamente, usando la tabla D.1 y los valores de S_S y S_I como se describió anteriormente.

Aceleraciones de la respuesta espectral del MCE y aceleraciones de respuesta de diseño

Las aceleraciones de la respuesta espectral del MCE (relacionadas con las fuerzas de diseño) para periodos cortos (S_{MS}) y para periodos más largos (S_{MI}) se obtienen multiplicando cada parámetro de aceleración de respuesta espectral (S_S y S_I) por su correspondiente coeficiente de sitio:

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (\text{Ecuación 11.4-1 del ASCE/SEI})$$

$$S_{MI} = F_v S_I \quad (\text{Ecuación 11.4-2 del ASCE/SEI})$$

²ASCE/SEI 7-10, págs. 210-227.

Tabla D.1 Parámetros de la aceleración de la respuesta espectral del terremoto máximo considerado

Terremoto máximo considerado cartografiado					
Parámetro de la aceleración de la respuesta espectral para períodos cortos					
Tipo de sitio	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Se debe realizar un análisis de la respuesta del sitio (ver Sección 11.4.7, ASCE/ACI 7-10).				

Nota: Utilice interpolación lineal para valores intermedios de S_s .

(a) Coeficiente del Sitio, F_a , basado en el tipo de sitio y en el parámetro de la aceleración de la respuesta espectral del terremoto máximo considerado cartografiado para períodos cortos [de la American Society of Civil Engineers (Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles)/Instituto de Ingenieros Estructurales, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras)*. ASCE/SEI 7-10 (Reston, VA: American Society of Civil Engineers, Sociedad Americana de Ingenieros Civiles), tabla 11.4-1].

Terremoto máximo considerado cartografiado					
Parámetro de la aceleración de la respuesta espectral para un período de un segundo					
Tipo de sitio	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Se debe realizar un análisis de la respuesta del sitio (ver Sección 11.4.7, ASCE/ACI 7-10).				

Nota: Utilice interpolación lineal para valores intermedios de S_1 .

(b) Coeficiente del Sitio, F_v , basado en el parámetro de la aceleración de la respuesta espectral del terremoto máximo considerado para un período de un segundo [de la American Society of Civil Engineers (Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles)/Instituto de Ingenieros Estructurales, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras)*. ASCE/SEI 7-10 (Reston, VA: American Society of Civil Engineers (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles), tabla 11.4-2].

Los coeficientes de sitio pueden ser tan altos como 2.5 para S_s y tan altos como 3.5 para S_1 (clase E de sitio). Si el proyectista usa el valor por omisión de clase D de sitio en vez de una clase de sitio más baja para evitar el gasto de un reporte de suelos, las fuerzas requeridas de diseño sísmico pueden aumentar significativamente.

Las fuerzas de diseño se basan en un terremoto de diseño (menos severo que el terremoto máximo considerado, que ocurre sólo una vez cada 500 años). Los parámetros de aceleración del espectro de diseño, S_{DS} y S_{D1} , se obtienen multiplicando los valores de S_{MS} y S_{M1} por 2/3:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad \text{(Ecuación 11.4-3 del ASCE/SEI)}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad \text{(Ecuación 11.4-4 del ASCE/SEI)}$$

D.4 Factores de riesgo y de importancia

La ocupación de un edificio es una consideración importante al determinar su SDC. Un cobertizo de un agua en una granja es obviamente menos importante que un hospital, una estación de bomberos o una estación de policía. El capítulo 1 del ASCE/SEI 7 lista cuatro categorías de riesgo en la tabla 1.5-1. Estas categorías se correlacionan con factores de importancia que varían de 1.0 a 1.5 (ASCE/SEI 7-10, tabla 11.5-2). Las categorías de riesgo y los factores de importancia se combinan en una sola tabla (tabla D.2), que se muestra más adelante.

Tabla D.2 Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para cargas sísmicas^a (tomado de las tablas 1.5-1 y 1.5-2 del ASCE/SEI 7-10)

Uso u ocupación de edificios y estructuras	Categoría de riesgo	Factor de importancia sísmica, I_p
Edificios y otras estructuras que representan un riesgo bajo para la vida humana en caso de falla	I	1.00
Todos los edificios y otras estructuras, excepto aquellas listadas en las categorías de ocupación I, III y IV	II	1.00
Edificios y otras estructuras cuya falla podría representar un riesgo importante para la vida humana	III	1.25
Edificios y otras estructuras, no incluidas en la categoría de riesgo IV, con potencial para causar un impacto económico importante y/o una dislocación masiva de la vida civil cotidiana en caso de falla		
Edificios y otras estructuras no incluidas en la categoría de riesgo IV (incluyendo, pero no limitado a: instalaciones de manufactura, proceso, manejo, almacenaje, uso o disposición de sustancias tales como combustibles, sustancias químicas, residuos peligrosos o explosivos) que contengan sustancias tóxicas o explosivas cuya cantidad exceda a una de umbral establecida por la autoridad que tenga jurisdicción y que sea suficiente para representar una amenaza para el público si se liberan		
Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales	IV	1.50
Edificios y otras estructuras cuya falla represente un riesgo importante para la comunidad		
Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no limitado a: instalaciones de manufactura, proceso, manejo, almacenaje, uso o disposición de sustancias tales como combustibles, sustancias químicas o residuos peligrosos) que contengan cantidades suficientes de sustancias muy tóxicas cuya cantidad exceda a una de umbral establecida por la autoridad que tenga jurisdicción y determine como peligroso para el público si se liberan ^b		
Edificios y otras estructuras que se requiera que mantengan la funcionalidad de otras estructuras de la categoría de riesgo IV		

^aEl factor de importancia por componente, I_p , aplicable a las cargas sísmicas no se incluye en esta tabla porque depende de la importancia del componente individual más que de la del edificio como un todo o su ocupación.

^bLos edificios y otras estructuras que contienen sustancias tóxicas, muy tóxicas o explosivas, serán elegibles para clasificarse en una categoría de riesgo más baja si puede comprobarse a la satisfacción de la autoridad que tenga jurisdicción, mediante una evaluación de riesgo tal como se describe en la sección 1.5.12, que la liberación de las sustancias es conmensurable con el riesgo asociado con esa categoría.

Fuente: Este material puede descargarse sólo para uso personal. Cualquier otro uso requiere de una autorización previa de la American Society of Civil Engineers. Este material puede encontrarse en <http://dx.doi.org/10.1061/9780784412916>.

Tabla D.3 Categoría de diseño sísmico (SDC) basada en la categoría de riesgo y en el parámetro de aceleración de respuesta

Valor de S_{DS}	Categoría de riesgo		
	I o II	III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	C	D
$S_{DS} = 0.50$	D	D	D

(a) Basado en el parámetro de aceleración de respuesta para un periodo de un segundo (de ASCE/SEI 7-10, tabla 11.6-1).

Valor de S_{D1}	Categoría de Riesgo		
	I o II	III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	C	D
$S_{D1} \geq 0.20$	D	D	D

(b) Basado en el parámetro de aceleración de respuesta para un periodo de un segundo (de ASCE/SEI 7-10, tabla 11.6-2).

Fuente: Este material se puede descargar para uso personal solamente. Cualquier otro uso requiere permiso previo de la American Society of Civil Engineers (Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles).

D.5 Categorías de diseño sísmico

Las categorías de diseño sísmico se asignan usando la tabla D.3 de este texto y dependen del *nivel de riesgo sísmico, del tipo de suelo, de la ocupación y del uso*. El nivel de riesgo sísmico depende de la ubicación geográfica de la estructura. Si S_I es menor que 0.75, la categoría de diseño sísmico puede determinarse de la tabla D.3(a) solamente cuando son aplicables ciertas condiciones.³ Si la tabla D.3(a) y (b) da resultados diferentes para la misma estructura, se usa la SDC más severa. La tabla D.3 no contiene la SDC E o el SDC F. A las estructuras con categoría de ocupación I, II o III que estén localizadas donde el parámetro de aceleración de respuesta espectral cartografiado para el periodo 1-s, S_I , es mayor que o igual a 0.75, se les asigna un valor de SDC E. A las estructuras con categoría de ocupación IV que se localizan donde $S_I \geq 0.75$ se les asigna un valor de SDC F.

D.6 Cargas de diseño sísmico

Fuerzas verticales

Las cargas verticales sísmicas, E_v , se basan en el valor de S_{DS} (el parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño) y en la carga muerta, D .

$$E_v = 0.2S_{DS}D \quad (\text{Ecuación 12.4-4 del ASCE/SEI 7-10})$$

³ ASCE/SEI 7-10, sección 11.4.

Debe considerarse que la carga sísmica vertical actúa ya sea hacia arriba o hacia abajo, lo que sea más crítico para el diseño. La combinación de cargas de diseño crítico para la mayoría de las columnas de concreto reforzado se presenta por debajo de su punto de balance. En esta región las columnas generalmente tienen una menor capacidad de momento si disminuye la compresión axial (véanse las figuras 10.4 y 10.8 en el capítulo 10 de este libro). Por tanto, una carga sísmica hacia arriba conduciría a una capacidad reducida de momento.

Fuerzas laterales

Las estructuras asignadas a la categoría A de diseño sísmico se diseñan para los efectos de fuerzas laterales estáticas aplicadas en forma independiente en cada una de las dos direcciones planas ortogonales. En cada dirección, las fuerzas laterales de diseño se aplican simultáneamente en todos los niveles. La fuerza lateral de diseño para cada nivel se determina como sigue:

$$F_x = 0.01W_x \quad (\text{Ecuación 1.4-1 del ASCE/SEI 7-10})$$

donde

F_x = fuerza lateral de diseño aplicada al nivel x

W_x = la parte de la carga muerta total de la estructura, D , localizada en o asignada al nivel x

De una manera bastante sencilla, una estructura a la que se le asigna el valor de SDC A se diseña para una carga sísmica lateral igual a 1% de su carga muerta de diseño. Las estructuras asignadas al valor SDC A también deben cumplir los requisitos para las conexiones de trayectoria de carga, la conexión con los apoyos y el anclaje de los muros de concreto o de mampostería.⁴

Las estructuras asignadas a los valores SDC B hasta SDC F deben diseñarse usando un método más detallado. Un método así es el *procedimiento de fuerza lateral equivalente*, en el cual la fuerza cortante basal sísmica de diseño, V , en cada dirección de plano principal se determina como:

$$V = C_s W \quad (\text{Ecuación 12.8-1 del ASCE/SEI 7-10})$$

donde

C_s = coeficiente de respuesta sísmica determinado de acuerdo con la sección 12.8.1.1 del ASCE/SEI

W = peso sísmico efectivo (sección 12.7.2 del ASCE/SEI)

Se incluyen la carga muerta total y otras cargas que posiblemente estén presentes durante un terremoto. Por ejemplo, en las áreas de almacenaje debe incluirse cuando menos 25% de la carga viva de piso. Si están presentes muros divisorios, debe incluirse el que sea mayor del peso real del muro divisorio o 10 lb/pie² (0.48 kN/m²). Debe incluirse el peso total de operación del equipo permanente. Si la carga de nieve en techo plano, P_f , sobrepasa a 30 lb/pie² (1.44 kN/m²), se incluye 20% de la carga uniforme de nieve de diseño, aparte de la pendiente real del techo.

El coeficiente de respuesta sísmica, C_s , se determina mediante

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_e} \quad (\text{Ecuación 12.8-2 del ASCE/SEI 7-10})$$

y no debe sobrepasar a

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T(R/I_e)} \quad \text{for } T \leq T_L \quad (\text{Ecuación 12.8-3 del ASCE/SEI 7-10})$$

o bien

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2(R/I_e)} \quad \text{for } T > T_L \quad (\text{Ecuación 12.8-4 del ASCE/SEI 7-10})$$

⁴ ASCE/SEI 7, sección 11.7.

En ningún caso se permite que C_s sea menor que $0.044I_e S_{DS}$ o menor que 0.01.

Si $S_I \geq 0.6$ g,

$$C_s = \frac{0.5S_1}{R/I} \quad (\text{Ecuación 12.8-6 del ASCE/SEI 7-10})$$

El periodo fundamental de la estructura, T , en la dirección considerada se establece usando las propiedades estructurales de los elementos resistentes en un análisis apropiadamente fundamentado. El periodo fundamental, T , no debe sobrepasar al producto del coeficiente para el límite superior para el periodo calculado (C_u) de la tabla 12.8-1 por el periodo fundamental, T_a , determinado de la ecuación 12.8-7. Como una alternativa para realizar un análisis para determinar el periodo fundamental, T , se permite usar el periodo aproximado del edificio, T_a , calculado de acuerdo con la sección 12.8.2.1 directamente.

El periodo fundamental aproximado (T_a), en segundos, puede determinarse a partir de la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t h_n^x \quad (\text{Ecuación 12.8-7 del ASCE/SEI 7-10})$$

donde h_n es la altura en pies arriba de la base al nivel más alto de la estructura. Para los marcos de concreto que resisten momento, el coeficiente C_t es 0.016 (0.0466 en unidades del SI) y x es 0.9.

Como una alternativa, el periodo fundamental aproximado (T_a), en segundos, puede encontrarse a partir de la siguiente ecuación para estructuras que no excedan de 12 niveles de altura, en donde el sistema resistente a la fuerza sísmica consiste totalmente en marcos de concreto resistentes al momento y la altura del nivel es de cuando menos 10 pies (3 m):

$$T_a = 0.1N \quad (\text{Ecuación 12.8-8 del ASCE/SEI 7-10})$$

en donde N = número de niveles.

Mientras que T_a para estructuras de concreto de muro de cortante puede determinarse mediante

$$T_a = \frac{0.0019}{\sqrt{C_w}} h_n \quad (\text{Ecuación 12.8-9 del ASCE/SEI 7-10})$$

en donde h_n se definió con anterioridad y C_w se calcula como sigue:

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[1 + 0.83(h_i/D_i)^2 \right]} \quad (\text{Ecuación 12.8-10 del ASCE/SEI 7-10})$$

donde

A_B = área de la base de la estructura, pie²

A_i = área del alma del muro de cortante “ i ” en pie²

D_i = longitud del muro de cortante “ i ” en pies

h_i = altura del muro de cortante “ i ” en pies

x = número de muros de cortante en el edificio que son efectivos para resistir las fuerzas laterales en la dirección considerada

La fuerza cortante basal sísmica total de diseño, V , se distribuye en cada nivel del edificio de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$F_x = C_{vx} V \quad (\text{Ecuación 12.8-11 del ASCE/SEI 7-10})$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (\text{Ecuación 12.8-12 del ASCE/SEI 7-10})$$

donde

w_x o w_i = la porción del peso efectivo total de la estructura, W , asignada al nivel x o i , respectivamente

k = un exponente relacionado con el periodo de la estructura como sigue:

para estructuras que tengan un periodo de 0.5 seg o menor, $k = 1$

para estructuras que tengan un periodo de 2.5 seg o más, $k = 2$

para estructuras que tengan un periodo entre 0.5 y 2.5 seg, k debe ser 2 o debe determinarse mediante interpolación lineal entre 1 y 2

Las estructuras que responden elásticamente a los terremotos generalmente incurren en fuerzas sísmicas grandes. Si una estructura se diseña y se detalla para que tenga capacidad de una respuesta inelástica no lineal, estará sujeta a fuerzas sísmicas más bajas, aun en el caso del mismo terremoto en el mismo sitio. El *coeficiente de modificación de respuesta*, R , reduce la fuerza de diseño sísmico para estructuras con capacidad de respuesta inelástica. Como se muestra en la tabla 21.4, este coeficiente es de 3.0 para marcos de concreto ordinarios para momento, 5.0 para marcos de concreto intermedios para momento y 8.0 para marcos de concreto especiales para momento. En esta tabla, los términos ordinario, intermedio y especial se refieren a los niveles de severidad creciente de detallado sísmico y se estudian posteriormente en este capítulo. Los valores más altos de R corresponden a fuerzas de diseño sísmico más bajas ya que R aparece en el denominador de la ecuación para el cortante basal de diseño sísmico. Debe diseñarse un marco especial de concreto para momento para solamente 3/8 del cortante basal sísmico de un marco ordinario de concreto para momento geoméricamente idéntico.

No es necesario que las estructuras asignadas a la categoría SDC A cumplan con los requisitos del capítulo 18 del ACI 318. Las estructuras asignadas a la categoría SDC B y mayores deben cumplir con requisitos sucesivamente más severos dentro de ese capítulo. Por ejemplo, las estructuras asignadas a la categoría SDC B deben satisfacer la sección 18.2.2 del ACI 318; las estructuras asignadas a la categoría SDC C deben satisfacer las secciones 18.2.2 y 18.2.3 del ACI 318; y las estructuras asignadas a la categoría SDC D hasta F deben satisfacer las secciones 18.2.2 a 18.2.8, así como las secciones 18.12 a 18.14 del ACI 318.

Tabla D.4 Coeficientes de modificación de la respuesta para diferentes sistemas resistentes a la fuerza sísmica (de ASCE/SEI 7-10, tabla 12.2-1, Resumen)

Sistema resistente a la fuerza sísmica		R^*
Sistema de muros de carga	Muro de cortante de concreto con refuerzo especial	5
	Muro de cortante de concreto con refuerzo ordinario	4
	Muro de cortante de concreto liso detallado	2
	Muro de cortante de concreto liso ordinario	1.5
Sistema de marcos de construcción	Muro de cortante de concreto con refuerzo especial	6
	Muro de cortante de concreto con refuerzo ordinario	5
	Muro de cortante de concreto liso detallado	2
	Muro de cortante de concreto liso ordinario	1.5
	Marcos especiales de momento de concreto reforzado	8
	Marcos Intermedios de momento de concreto reforzado	5
Marcos resistentes al momento	Marcos ordinarios de momento de concreto reforzado	3

* Coeficiente de modificación de respuesta, R .

Fuente: Este material se puede descargar para uso personal solamente. Cualquier otro uso requiere permiso previo de la American Society of Civil Engineers (Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles).

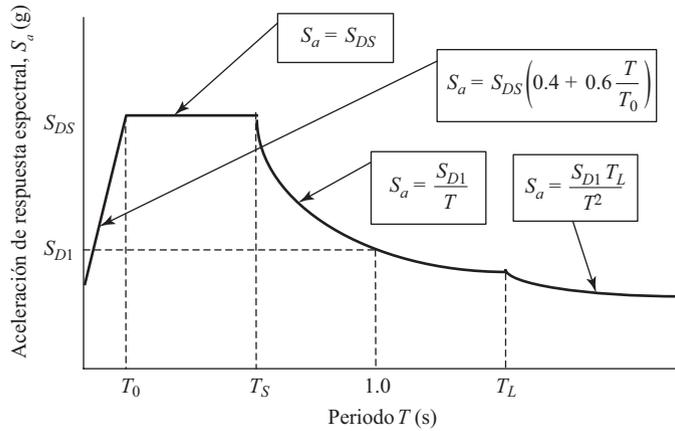


Figura D.1 Espectro de respuesta de diseño (tomado de ASCE/SEI 7-10, figura 11.4-1)

Fuente: Este material puede descargarse sólo para uso personal. Cualquier otro uso requiere de una autorización previa de la American Society of Civil Engineers.

Las estructuras más complejas deben diseñarse usando el *método de espectros de respuesta general* o los procedimientos de movimiento del suelo específicos del sitio. En el método de espectros de respuesta general, la aceleración de respuesta de diseño, S_a , depende del periodo fundamental del edificio, T , como se muestra en la figura D.1. Esa figura tiene cuatro regiones diferentes, cada una con su propia ecuación que relaciona a S_a con S_{DS} o S_{D1} así como con T .

donde

S_{DS} = parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño para periodos cortos

S_{D1} = parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño para el periodo 1-s

T = periodo fundamental de la estructura, segundos

$T_0 = 0.2S_{D1}/S_{DS}$

$T_S = S_{D1}/S_{DS}$

T_L = periodo(s) de transición para un periodo largo mostrados en el capítulo 22 del ASCE/SEI 7-10

D.7 Requisitos de detallado para las diferentes clases de marcos de concreto reforzado para momentos

Los *marcos ordinarios para momento* que son parte de un sistema resistente a las fuerzas sísmicas se permiten solamente en SDC B,⁵ y deben cumplir con los requisitos de diseño sísmico y de detallado para vigas y columnas como se prescribe en el capítulo 18 del ACI 318. Las vigas deben tener cuando menos dos de sus varillas longitudinales continuas a lo largo de las dos caras superior e inferior y estas varillas deben desarrollarse en las caras de los apoyos. Estas varillas suministran al marco una capacidad de resistencia a la carga sísmica que tal vez no sea requerida por el análisis. Las columnas con una altura libre menor que o igual a 5 veces la dimensión c_1 deben diseñarse para cortante de acuerdo con la sección 18.3.3 del ACI. El término c_1 es la dimensión de una sección rectangular (o una columna rectangular, capitel o ménsula que sean equivalentes) en la dirección del claro para el cual se están calculando los momentos. El cortante de diseño se determina como la sumatoria de la capacidad de momento en las caras de los nudos en cada extremo de la columna, dividida entre la distancia entre esas dos caras. Este enfoque, llamado diseño por capacidad para cortante, está pensado para asegurar que las columnas no fallen por cortante durante un terremoto. Si la capacidad por momento de una columna es mayor que la requerida basada en el análisis (debida, por ejemplo, a las varillas de refuerzo con áreas de sección transversal mayores que las áreas teóricamente requeridas), entonces la capacidad por cortante de la

⁵ ASCE/SEI 7-10, tabla 12.2-1.

columna debe incrementarse en forma correspondiente. Sin embargo, este cortante de diseño incrementado no debe exceder al cortante que corresponde a un valor de carga E por terremoto del doble del requerido por el código en vigor.

Los *marcos intermedios para momento* que son parte del sistema resistente a las fuerzas sísmicas se permiten solamente en las categorías SDC B y C y deben satisfacer los requisitos más exigentes de la sección 18.4 del ACI 318. Éstos incluyen los requisitos de cortante de la sección 18.3.3 del código ACI descritos anteriormente para ciertas columnas en marcos ordinarios para momento. Además, las vigas (miembros con cargas axiales a compresión, P_u , menores que $A_g f'_c/10$) deben diseñarse para cortante usando el diseño por capacidad como lo requiere la sección 18.4.2.2 del ACI 318 y como se ilustra en la figura D.2. Las vigas también deben detallarse en cuanto a ductilidad, usando espirales cerradas, zunchos cerrados, o estribos rectangulares cerrados para confinar el concreto de modo que sean más fuertes y más dúctiles. Los miembros con valores mayores de P_u deben cumplir con los requisitos para columnas de la sección 18.4.2.6 del ACI 318. Éstos también incluyen requisitos más estrictos para el confinamiento del concreto.

Los *marcos especiales para momento* se permiten en cualquier categoría de diseño sísmico (ASCE7-10, tabla 12.2-1) y deben satisfacer las secciones 18.6 y 18.7 del ACI 318. La sección 18.6.1 del ACI 318 se aplica sólo a miembros a flexión en marcos especiales para momento. Al igual que con los marcos intermedios para momento, un miembro a flexión en un marco especial para momento se define como aquel que tiene una fuerza de compresión axial factorizada sobre el miembro, P_u , que no exceda a $A_g f'_c/10$. Este miembro a flexión debe tener un claro libre, l_n , no menor que cuatro veces su peralte efectivo. Su ancho, b_w , no puede ser menor que el de $0.3h$ o 10 plg. Adicionalmente, su ancho, b_w , no debe exceder el ancho del miembro sustentante, c_2 , más una distancia a cada lado del miembro sustentante igual al menor de (a) el ancho del miembro sustentante, c_2 y (b) 0.75 veces la dimensión total del miembro sustentante, c_1 . Estos límites geométricos tienen por objetivo proporcionar mayor ductilidad. Se impone un límite de 0.025 sobre la razón de refuerzo longitudinal, para aumentar la ductilidad a flexión y evitar la congestión (sección 18.6.3.1 del código ACI). Debe suministrarse un mínimo de dos varillas continuamente tanto arriba como abajo. La resistencia a momento positivo en cualquier cara de nudo debe ser cuando menos la mitad de la resistencia al momento negativo del miembro a flexión. La resistencia al momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro debe ser cuando menos un cuarto de la resistencia al momento máximo suministrada en la cara de cada uno de los nudos.

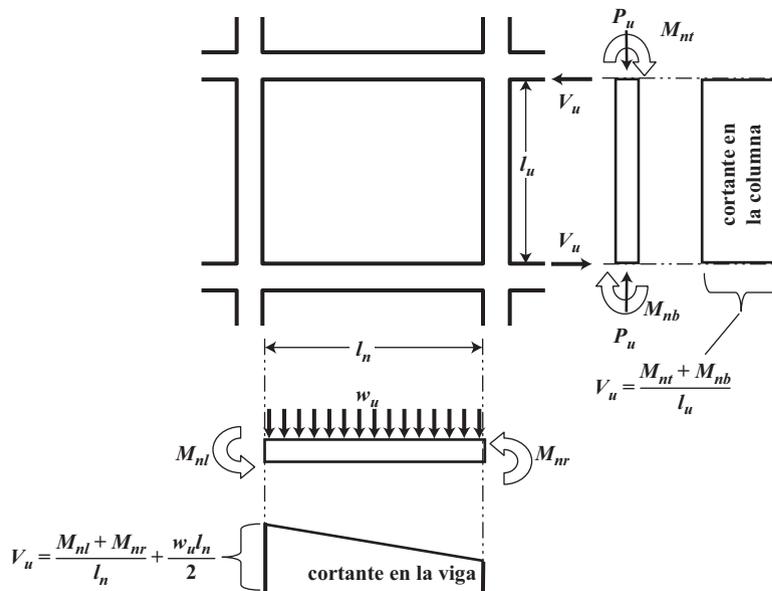


Figura D.2 Diseño de cortante en columna y viga para marcos intermedios para momento

Los traslapes para el refuerzo a flexión se permiten solamente si se suministra refuerzo de confinamiento (zunchos o refuerzo espiral) para la longitud total de traslape. La separación de este refuerzo transversal no debe exceder al menor de $d/4$ o 4 plg. Los traslapes no se permiten en regiones donde se espera fluencia por flexión, incluyendo:

- (a) dentro de los nudos
- (b) dentro de una distancia de dos veces el peralte del miembro desde la cara del nudo
- (c) donde el análisis muestre fluencia por flexión causada por los desplazamientos laterales inelásticos del marco

Los requisitos para el confinamiento transversal son similares pero más estrictos que aquellos para los marcos intermedios de concreto para momento. Su propósito es el confinamiento del concreto dentro del zuncho y suministrar apoyo lateral para resistir el pandeo del refuerzo longitudinal que ha fluido bajo una carga cíclica invertida. Se requieren zunchos en regiones donde se espera que se desarrollen articulaciones. Si no se requieren zunchos, deben suministrarse estribos que tengan ganchos sísmicos en ambos extremos, separados una distancia no mayor que $d/2$ para toda la longitud del miembro.

Los miembros para el marco especial para momentos deben diseñarse por cortante usando los procedimientos de diseño por capacidad explicados anteriormente. Cuando los miembros de los marcos especiales para momento se someten a fuerzas combinadas de flexión y de compresión axial factorizada que excedan a $A_g f'_c/10$, deben cumplirse requisitos adicionales. Los requisitos geométricos incluyen los siguientes:

1. La menor dimensión de la sección transversal, medida sobre una línea que atraviese el centroide geométrico, debe ser cuando menos de 12 pulgadas.
2. La razón de la dimensión más corta de la sección transversal entre la dimensión perpendicular debe ser cuando menos de 0.4 pulgadas.

La sección 18.7.3.2 del ACI 318 requiere que las columnas de los marcos especiales para momento se diseñen de modo que su resistencia nominal a la flexión sea 20% mayor que aquella de las vigas que se ensamblan en un nodo viga-columna. Este requisito tiene por objetivo asegurar que si se forman articulaciones en un nodo viga-columna, éstas ocurrirán en las vigas más bien que en las columnas. Si se forman articulaciones en las columnas, el resultado puede ser el colapso del marco. Este requisito no se toma en cuenta si se ignoran la resistencia lateral y la rigidez de las columnas al determinar la resistencia y la rigidez de la estructura, tal como en un marco arriostrado.

El refuerzo longitudinal en las columnas de marcos especiales para momentos debe estar entre 1% y 6% del área total de la sección transversal. Además, los traslapes deben cumplir los requisitos de la sección 18.7.4.2 del ACI 318.

Los requisitos del refuerzo transversal (sección 18.7.5 del ACI 318) para marcos especiales para momento son más estrictos que aquellos para marcos ordinarios o intermedios y tienen por objetivo suministrar una ductilidad aún mayor.

Los requisitos de cortante para los marcos intermedios para momento se incrementan para éstos al cambiar M_{nl} y M_{nr} en la figura D.2 a M_{pr1} y M_{pr2} . M_{pr} es la resistencia a la flexión probable en la cara del nudo considerando carga axial, si la hay, usando un esfuerzo en el acero de refuerzo de $1.25f_y$ y un factor ϕ de 1.0 (sección 18.7.6.1.1 del código ACI). Los subíndices 1 y 2 en M_{pr} denotan los extremos izquierdo y derecho del miembro a flexión, respectivamente. Similarmente, los momentos M_{nt} y M_{nb} en la figura D.2 se cambian a M_{pr3} y M_{pr4} , donde los subíndices 3 y 4 denotan la parte superior y la parte inferior de la columna, respectivamente. Aún cuando el capítulo 18 del ACI 318 contiene requisitos adicionales para la resistencia al cortante y la longitud de desarrollo en tensión en marcos especiales para momento, éstos son más complejos que lo necesario para este texto introductorio sobre el diseño del concreto reforzado. En el capítulo 29 de las Notas de PCA sobre el inciso 318-11 del SCI, capítulo 29, se suministra información adicional sobre éstas y otras disposiciones del diseño sísmico.

Ejemplo D.1

Determine las fuerzas laterales de diseño debidas a un terremoto para un hospital de marcos de concreto de seis niveles usando el procedimiento de la fuerza lateral equivalente. La estructura se selecciona como un hospital para ilustrar el uso de los factores de importancia al calcular las cargas de diseño sísmico mediante los procedimientos de ASCE/SEI 7-10. Algunos estados tienen requisitos adicionales para los hospitales, que no se abordan en este ejemplo. La estructura se localiza en Memphis, Tennessee, para la cual se determinan los valores de MCE a partir de mapas del USGS como $S_S = 2.0$ y $S_I = 0.9$. La estructura se localiza sobre suelo determinado como clase C en el sitio. Cada piso tiene una altura de 12 pies. El valor de W para cada piso se determina como de 450 klb y para el techo, 200 klb.

1. Determine F_a y F_v

De la tabla D.1a), usando $S_S \geq 1.25$ y clase C del sitio, $F_a = 1.0$.

De la tabla D.1b), usando $S_I \geq 0.5$ y clase C del sitio, $F_v = 1.3$.

2. Determine S_{MS} y S_{MI}

$$S_{MS} = F_a S_S = (1.0)(2.0) = 2.0 \quad \text{(Ecuación 11.4-1 del ASCE/SEI)}$$

$$S_{MI} = F_v S_I = (1.3)(0.9) = 1.17 \quad \text{(Ecuación 11.4-2 del ASCE/SEI)}$$

3. Determine S_{DS} y S_{DI} (tabla D.1)

$$S_{DS} = \frac{2S_{MS}}{3} = 1.33 \quad \text{(Ecuación 11.4-3 del ASCE/SEI)}$$

$$S_{DI} = \frac{2S_{MI}}{3} = 0.78 \quad \text{(Ecuación 11.4-4 del ASCE/SEI)}$$

4. Factores de riesgo y de importancia sísmica: la tabla D.2 lista la categoría de riesgo para los hospitales como IV. Esto corresponde a un factor de importancia de 1.5, también de la misma tabla. Ésta es una instalación crítica que requiere el nivel más alto de consideración, por tanto el factor de importancia es más alto. Imagine las consecuencias si nuestras estaciones de bomberos, estaciones de policía y hospitales no pudieran funcionar después de un fuerte terremoto.
5. Determine la categoría de diseño sísmica: la tabla D.3(a) requiere un SDC D para $S_{DS} \geq 0.50$ y una categoría de riesgo IV. La tabla D.3(b) asimismo requiere un SDC D para $S_{DI} \geq 0.20$ y una categoría de riesgo IV.
6. Determine el coeficiente de modificación de respuesta, R : ya que se requiere un marco especial para momentos para SDC D, $R = 8$ de la tabla D.4. Observe que el marco debe detallarse de acuerdo con los requisitos para marcos especiales para momentos.
7. Determine el periodo fundamental de la estructura: el valor aproximado de T es

$$T_a = 0.1N = 0.1(6) = 0.6 \text{ s} \quad \text{(Ecuación 12.8-8 del ASCE/SEI)}$$

(para marcos con alturas de piso a piso que excedan a 10 pies y con menos de 12 niveles)

8. Determine T_S y T_L

$$T_S = \frac{S_{DI}}{S_{DS}} = \frac{0.78}{1.33} = 0.59 \quad \text{(Ecuación 22-12 del ASCE/SEI)}$$

$$T_L = 12$$

9. Determine la fuerza sísmica lateral de diseño total sobre la estructura

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{1.33}{8/1.5} = 0.25 \quad \text{(Ecuación 12.8-2 del ASCE/SEI)}$$

y como $T_a < T_L$, C_s no debe exceder

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T(R/I)} = \frac{0.78}{0.6(8/1.5)} = 0.244 \quad \text{(Ecuación 12.8-3 del ASCE/SEI)}$$

El valor de control es $C_s = 0.244$

$$V = C_s W = (0.244)(450 \text{ klb})(5 \text{ pisos}) + (0.244)(200 \text{ klb})(1) = 598 \text{ klb} \quad \text{(Ecuación 12.8-1 del ASCE/SEI)}$$

La fuerza en el piso superior (nivel del techo) se determina usando la ecuación 12.8-12 de ASCE/SEI 7-10.

$$\begin{aligned} F_R &= \frac{w_r h_r^{1.05}}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^{1.05}} V \\ &= \frac{(200 \text{ klb})(72 \text{ pie})^{1.05}}{(450 \text{ klb})(12 \text{ pie})^{1.05} + (450 \text{ klb})(24 \text{ pie})^{1.05} + \dots + (200 \text{ klb})(72 \text{ pie})^{1.05}} (598 \text{ klb}) \\ &= \frac{17\,833 \text{ klb-pie}}{115\,333 \text{ klb-pie}} (598 \text{ klb}) = 92.4 \text{ klb} \end{aligned}$$

Se determina que el coeficiente k vale 1.05 por interpolación, usando un valor de $T = 0.6$ seg. Al nivel del quinto piso

$$\begin{aligned} F_6 &= \frac{w_6 h_6^{1.05}}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^{1.05}} V \\ &= \frac{(450 \text{ klb})(60 \text{ pie})^{1.05}}{(450 \text{ klb})(12 \text{ pie})^{1.05} + (450 \text{ klb})(24 \text{ pie})^{1.05} + \dots + (200 \text{ klb})(72 \text{ pie})^{1.05}} (598 \text{ klb}) \\ &= \frac{33,134 \text{ klb-pie}}{115,333 \text{ klb-pie}} (598 \text{ klb}) = 171.8 \text{ klb} \end{aligned}$$

Las fuerzas restantes para otros niveles de piso se calculan usando la técnica mostrada arriba para los niveles de techo y sexto piso y los resultados se muestran enseguida.

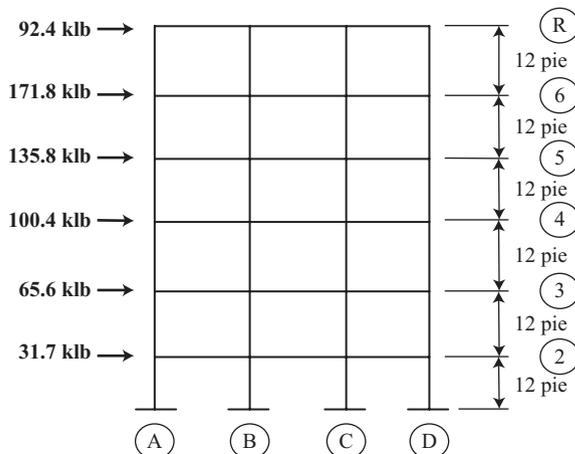


Figura D.3 Fuerzas sísmicas laterales de diseño para el ejemplo D.1

Ejemplo D.2

Determine el cortante de diseño en la columna para la columna de la figura D.4 si es parte de un marco intermedio de concreto para momentos.

Determine la capacidad de momento de la columna.

Solución

$$K_n = \frac{P_n}{f'_c A_g} = \frac{P_u}{\phi f'_c A_g} = \frac{120 \text{ klb}}{0.65 (4 \text{ ksi}) (16 \text{ plg})^2} = 0.18$$

$$\rho_z = \frac{6 \text{ plg}^2}{(16 \text{ plg})^2} = 0.0234$$

Usando los diagramas de interacción de columnas del apéndice A, gráfica 3, $R_n = 0.18$. Sin embargo, resulta que la posición de las coordenadas de K_n y R_n está en la línea radial correspondiente a $\epsilon_r = 0.005$. El factor ϕ para este valor de K_n y R_n es 0.9, no 0.65 como se supuso anteriormente. Repitiendo el cálculo de K_n usando $\phi = 0.9$ se obtiene $K_n = 0.130$. De la gráfica 3, $R_n = 0.17$.

$$M_n = R_n f'_c A_g h = 0.17 (4 \text{ ksi}) (16 \text{ plg})^2 (16 \text{ plg}) = 2785 \text{ plg-klb} = 232.1 \text{ klb-pie}$$

Como las capacidades de momento arriba y debajo de la columna son las mismas, $M_{nt} = M_{nb} = 232.1 \text{ klb-pie}$

$$V_u = \frac{M_{nt} + M_{nb}}{l_u} = \frac{232.1 \text{ pie-klb} + 232.1 \text{ pie-klb}}{12 \text{ pie}} = 38.68 \text{ klb}$$

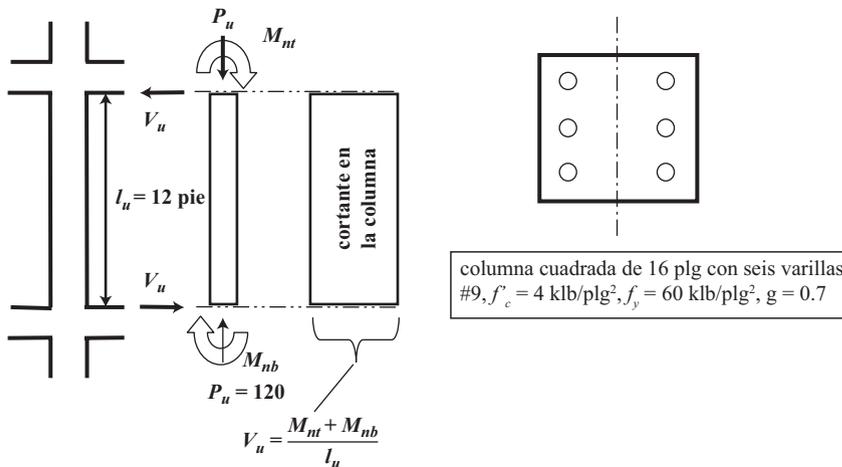
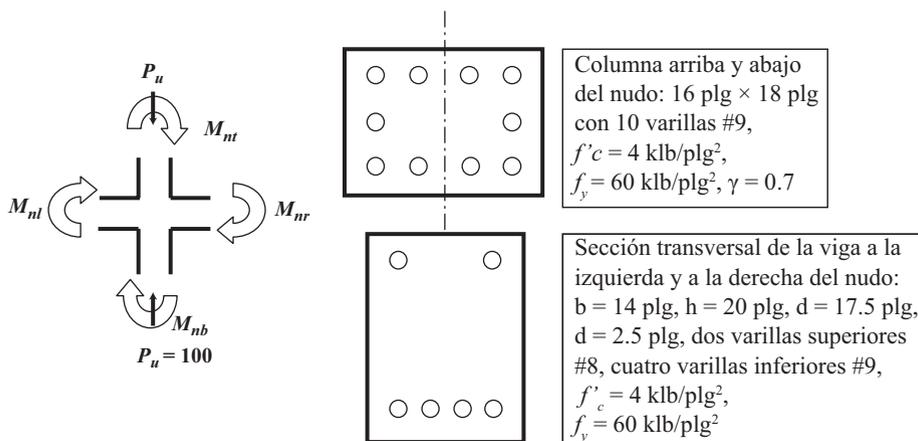


Figura D.4 Detalles del ejemplo D.2

Ejemplo D.3

El nudo viga-columna mostrado enseguida es parte de un marco especial para momentos. Determine si el nudo cumple con la sección 18.7.3.2 del ACI 318-14. Si no, rediseñe las columnas para que cumplan con esta disposición.


Figura D.5 Detalles del ejemplo D.3

Solución

La sección 18.7.3.2 del ACI 318-14, requiere que la suma de los momentos de la columna en un nudo ($M_{nt} + M_{nb}$) no sea menor que 120% de la suma de los momentos de la viga que se ensambla en el mismo nudo ($M_{nl} + M_{nr}$). Se incluye la fuerza axial al determinar la capacidad de flexión de la columna.

Capacidad de la viga: la sección transversal de la viga en el lado izquierdo del nudo está sometida a un momento positivo. Por tanto, $A_s = 4 \text{ plg}^2$ y $A'_s = 1.57 \text{ plg}^2$.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{4.00 \text{ plg}^2 \times 60 \text{ ksi}}{0.85 \times 4 \text{ ksi} \times 14 \text{ plg}} = 5.04 \text{ plg}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 4.00 \text{ plg}^2 \times 60 \text{ ksi} \times \left(17.5 \text{ plg} - \frac{5.04 \text{ plg}}{2} \right) = 3595 \text{ plg-klb}$$

Nota: si se incluyera el acero de compresión ($A'_s = 1.57 \text{ plg}^2$), la capacidad de momento sería 3 710 plg-klb (sólo 3% más).

La sección transversal de la viga en el lado derecho del nudo está sujeta a momento negativo. Por tanto, $A_s = 1.57 \text{ plg}^2$ y $A'_s = 4.00 \text{ plg}^2$.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1.57 \text{ plg}^2 \times 60 \text{ ksi}}{0.85 \times 4 \text{ ksi} \times 14 \text{ plg}} = 1.98 \text{ plg}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.57 \text{ plg}^2 \times 60 \text{ ksi} \times \left(17.5 \text{ plg} - \frac{1.98 \text{ plg}}{2} \right) = 1555 \text{ plg-klb}$$

Nota: si se incluyera el acero de compresión ($A'_s = 4.00 \text{ plg}^2$), la capacidad de momento sería 1 558 plg-klb (sólo 0.2% más).

Capacidad de la columna: usando los diagramas de interacción del apéndice A, la capacidad de momento que corresponde a una carga axial de compresión de 300 kilolibras se determina como sigue:

Suponga $\phi = 0.65$, $\rho_z = A_s / bh = 10 \text{ plg}^2 / (16 \text{ plg})(18 \text{ plg}) = 0.035$.

$$K_n = \frac{P_u}{\phi f'_c b h} = \frac{300 \text{ klb}}{0.65 \text{ klb} \times 4 \text{ ksi} \times 16 \text{ plg} \times 18 \text{ plg}} = 0.40$$

$$\gamma = \frac{h - 5 \text{ plg}}{h} = \frac{13 \text{ plg}}{18 \text{ plg}} = 0.72 \quad (\text{use Graph 7, } \gamma = 0.7)$$

$$R_n = 0.22, M_n = R_n f'_c b h^2 = 0.22 (4.0 \text{ ksi}) (16 \text{ plg})(18 \text{ plg})^2 = 4562 \text{ plg-klb}$$

También de la gráfica 7, f_s/f_y está entre 0.9 y 1.0 lo que significa que $\epsilon_t < \epsilon_y$ y $\phi = 0.65$ como se supuso.

Las columnas arriba y abajo del nudo tienen la misma carga axial y la misma sección transversal, por tanto la misma capacidad. Si la carga axial de la columna debajo hubiera sido diferente de la de arriba, la capacidad de momento sería diferente, aun con la misma sección transversal. La suma de las capacidades de momento nominales de la columna en los nudos es por tanto $(2)(4\,562 \text{ plg-klb}) = 9\,124 \text{ plg-klb}$. La suma de las capacidades de momento nominales de la viga es $3\,595 + 1\,555 = 5\,150 \text{ plg-klb}$. Como $9\,124 > 1.2 \times 5\,150 = 6\,180 \text{ plg-klb}$, se satisfacen los requisitos de columna fuerte, viga débil del capítulo 18 del ACI 318-14 para marcos especiales para momentos.

Problemas

Problema D.1 Repita el ejemplo D.1 si $S_S = 1.8$, $S_I = 0.6$ y se tiene una clase D del sitio del suelo. El piso inferior tiene 16 pies de altura y los otros tienen cada uno 14 pies. El valor de W para cada piso es 400 klb y para el techo, es de 175 klb. (Resp.: $F_r = 73.2 \text{ klb}$, $F_G = 138.8 \text{ klb}$)

Problema D.2 Repita el ejemplo D.2 suponiendo un marco especial de concreto para momentos.

Problema D.3 Repita el ejemplo D.2 usando la hoja de cálculo de Excel del capítulo 10 para determinar la capacidad de la columna. (Resp.: $V_u = 38.7 \text{ klb}$.)

Problema D.4 Repita el ejemplo D.3 usando $P_u = 50 \text{ klb}$ y 10 varillas #8 en la columna.