

Métodos de Diseño y Requisitos de Resistencia

ACTUALIZACIÓN PARA EL CÓDIGO 2002

El Código 2002 contiene importantes revisiones en los Capítulos 8, 9 y 10. Los requisitos de los Apéndices B y C del código 1999 han sido trasladados al cuerpo principal del código 2002, y los requisitos desplazados por este traslado ahora se encuentran en los nuevos Apéndices B y C del código 2002.

Se modificaron los requisitos sobre redistribución de momentos del Capítulo 8. Se modificaron los factores de mayoración de las cargas y los factores de reducción de la resistencia del Capítulo 9. Se modificaron los métodos de diseño para elementos solicitados a flexión y compresión del Capítulo 10. También se modificaron algunos requisitos del Capítulo 18, Hormigón Pretensado.

Se revisaron los factores de carga del Capítulo 9 para que coincidan con los de ASCE 7. Estos son los mismos factores de carga que se usan en el IBC 2000 para el diseño por resistencia de otros materiales. En general, esos factores de carga son menores que los indicados en ediciones anteriores del Código ACI. Anteriormente, los factores de reducción de la resistencia ϕ a utilizar con estos factores de carga estaban en el Apéndice C de los códigos 1995 y 1991. Ahora estos factores de reducción de la resistencia se trasladaron al Capítulo 9.

En general, la combinación de los menores factores de carga y los menores factores de reducción de resistencia del nuevo Capítulo 9 produce aproximadamente el mismo resultado que se obtenía en los diseños realizados en base a los códigos anteriores. Sin embargo, en el código 2002 hay una importante diferencia relacionada con el diseño de los elementos solicitados a flexión: para los elementos flexionados controlados por tracción (definidos más adelante), el factor ϕ permanece sin modificaciones, igual a 0,9. En combinación con los menores factores de carga, para muchos elementos solicitados a flexión esto produce una reducción del requisito de resistencia de aproximadamente 10 por ciento.

El nuevo Apéndice C del código 2002 contiene los factores de carga y los factores ϕ anteriormente incluidos en el Capítulo 9. Está permitido usar estos factores de carga y factores ϕ anteriores dentro del contexto del Apéndice C.

Se revisaron los Capítulos 8, 9 y 10 a fin de incluir los requisitos del Apéndice B, Requisitos de Diseño Unificado, de los códigos 1995 y 1999. Estos requisitos fueron desarrollados para unificar el diseño de los elementos solicitados a flexión y a compresión, y para unificar el diseño por resistencia de los elementos no pretensados y pretensados.

Las secciones se clasifican en base a la deformación específica neta de tracción en el acero traccionado extremo para la resistencia nominal. Las secciones controladas por tracción se definen como aquellas con una deformación específica neta de tracción en el acero mayor o igual que 0,005. Estas secciones se diseñan con un factor de reducción de la resistencia ϕ igual a 0,9. Las secciones controladas por compresión se definen como aquellas con una deformación específica neta de tracción en el acero menor o igual que 0,002. Estas secciones se diseñan usando un factor ϕ igual a 0,65 ó 0,7 para los elementos solicitados a compresión. Para las secciones con deformaciones específicas netas de tracción comprendidas entre estos límites, se indica una ecuación de transición para el factor ϕ . Para las secciones pretensadas, la deformación específica neta de tracción no incluye la deformación específica por pretensado.

Se modificaron los requisitos sobre redistribución de momentos del Capítulo 8, de manera que ahora son aplicables tanto al hormigón no pretensado como al hormigón pretensado. Los nuevos requisitos sobre redistribución de momentos se describen en la Parte 9 de esta publicación.

8.1 MÉTODOS DE DISEÑO

Hay dos filosofías para el diseño del hormigón armado que han sido prevalentes por mucho tiempo. El Diseño por Tensiones de Trabajo (WSD / Working Stress Design) fue el método más usado desde principios de siglo hasta principios de los años 60. A partir de la publicación de la edición 1963 del Código ACI, se ha dado una rápida transición hacia el Diseño por Resistencia Última, en gran parte por su enfoque más racional. El diseño por resistencia última, que en el código se denomina Método de Diseño por Resistencia (SDM / Strength Design Method) aborda la seguridad estructural con un enfoque conceptualmente más realista.

El Código ACI 1956 (ACI 318-56) fue la primera edición del código que reconoció y permitió oficialmente el método de diseño por resistencia última. Esta edición incluía, en un apéndice, recomendaciones para el diseño de estructuras de hormigón en base a teorías de resistencia última.

El Código ACI 1963 (ACI 318-63) trataba a los métodos de las tensiones de trabajo y de la resistencia última sobre una base igualitaria. Sin embargo, se modificó gran parte del método de las tensiones de trabajo a fin de reflejar el comportamiento en resistencia última. Los requisitos para tensiones de trabajo del Código 1963 relacionados con la adherencia, el corte y la tracción diagonal, y la combinación de compresión axial y flexión, se basaban en la resistencia última.

El Código ACI 1971 (ACI 318-71) se basaba completamente en el enfoque de la resistencia para el dimensionamiento de los elementos de hormigón, a excepción de una pequeña sección (8.10) dedicada a lo que se denominaba el Método de Diseño Alternativo (ADM / Alternate Design Method). El método de diseño alternativo no era aplicable al diseño de elementos de hormigón pretensado. Aún en esa sección, las capacidades de carga de servicio (excepto para flexión) se daban como diferentes porcentajes de las capacidades de resistencia últimas indicadas en otras partes del código. En el código 1971 la transición hacia las teorías basadas en la resistencia última era casi completa, y se establecía claramente que se prefería el diseño por resistencia última.

En el Código ACI 1977 (ACI 318-77) el método de diseño alternativo se relegó al Apéndice B. Ubicar este método entre los apéndices sirvió para diferenciar los dos métodos de diseño, y el cuerpo principal del código se dedicó exclusivamente al método de diseño por resistencia. El método de diseño alternativo permaneció en todas las ediciones del código publicadas entre 1977 y 1999, fecha en que se lo ubicó en el Apéndice A. En el Código 2002 se ha eliminado el método de diseño alternativo. Aún se hace referencia al mismo en el Comentario de la Sección R1.1 del Código 2002. Los requisitos generales de comportamiento en servicio contenidos en el cuerpo principal del código, tales como los requisitos sobre flechas y limitación de la fisuración, se deben satisfacer siempre. Debido a que las fuerzas sísmicas calculadas de acuerdo con las últimas ediciones de los códigos de construcción modelo vigentes en los Estados Unidos son cargas de nivel de resistencia, dichos códigos prohíben usar el método de diseño alternativo de ACI 318 para las combinaciones de cargas que incluyen fuerzas sísmicas o sus efectos. Ver 8.1.2 a continuación.

En la edición 1995 del código se añadió una modificación al método de diseño por resistencia, a la cual se le llamó Requisitos de Diseño Unificado. Manteniendo la tradición, el método se agregó bajo la forma de un Apéndice B. Estos

requisitos se aplican al diseño de elementos no pretensados y pretensados solicitados a flexión y cargas axiales. En el Código 2002 estos Requisitos de Diseño Unificado fueron incorporados al cuerpo principal. Ver 8.1.2 a continuación.

8.1.1 Método de Diseño por Resistencia

El Método de Diseño por Resistencia requiere que en cualquier sección la resistencia de diseño de un elemento sea mayor o igual que la resistencia requerida calculada mediante las combinaciones de cargas mayoradas especificadas en el código. De forma generalizada,

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida (U)}$$

donde

$$\text{Resistencia de Diseño} = \text{Factor de Reducción de la Resistencia } (\phi) \times \text{Resistencia Nominal}$$

ϕ = Factor de reducción de la resistencia que toma en cuenta (1) la probabilidad de que la resistencia de un elemento sea menor que la supuesta debido a las variaciones en las resistencias de los materiales y sus dimensiones, (2) las imprecisiones de las ecuaciones de diseño, (3) el grado de ductilidad y la confiabilidad requerida del elemento cargado, y (4) la importancia del elemento dentro de la estructura (ver 9.3.2).

Resistencia Nominal = Resistencia de un elemento o sección transversal calculada usando las hipótesis y ecuaciones de resistencia del Método de Diseño por Resistencia, antes de aplicar cualquier factor de reducción de la resistencia.

Resistencia Requerida (U) = Factores de carga \times Solicitaciones por cargas de servicio. La resistencia requerida se calcula de acuerdo con las combinaciones de cargas indicadas en 9.2.

Factor de Carga = Factor que incrementa la carga para considerar la probable variación de las cargas de servicio.

Carga de Servicio = Carga especificada por el código de construcción (no mayorada)

Simbología:

Resistencia requerida:

- M_u = momento flector mayorado (resistencia a la flexión requerida)
- P_u = carga axial mayorada (resistencia a la carga axial requerida) para una excentricidad dada
- V_u = fuerza de corte mayorada (resistencia al corte requerida)
- T_u = momento torsor mayorado (resistencia a la torsión requerida)

Resistencia nominal:

- M_n = resistencia nominal al momento flector
- M_b = resistencia nominal al momento flector en condiciones de deformación balanceada
- P_n = resistencia nominal a la carga axial para una excentricidad dada
- P_o = resistencia nominal a la carga axial para excentricidad nula
- P_b = resistencia nominal a la carga axial en condiciones de deformación balanceada
- V_n = resistencia nominal al corte
- V_c = resistencia nominal al corte provista por el hormigón
- V_s = resistencia nominal al corte provista por el acero de la armadura
- T_n = resistencia nominal a la torsión

Resistencia de diseño:

$$\phi M_n = \text{resistencia al momento flector de diseño}$$

ϕP_n = resistencia a la carga axial de diseño para una excentricidad dada
 ϕV_n = resistencia al corte de diseño = $\phi (V_c + V_s)$
 ϕT_n = resistencia a la torsión de diseño

La Sección R2.1 discute detalladamente muchos de los conceptos involucrados en el Método de Diseño por Resistencia.

8.1.2 Requisitos de Diseño Unificado

En el Apéndice B de la edición 1995 del código se modificó el Método de Diseño por Resistencia para elementos de hormigón armado y pretensado solicitados a flexión y a compresión. Este Apéndice introdujo importantes cambios relacionados con el diseño para flexión y cargas axiales. Se modificaron los límites de armadura, los factores de reducción de la resistencia ϕ , y la redistribución de momentos.

El Método de Diseño Unificado es similar al Método de Diseño por Resistencia en que para dimensionar los elementos emplea cargas mayoradas y factores de reducción de la resistencia. La principal diferencia es que en los Requisitos de Diseño Unificado una sección de hormigón se define ya sea como controlada por compresión o como controlada por tracción, dependiendo de la magnitud de la deformación específica neta de tracción en la armadura más próxima a la cara traccionada de un elemento. Luego el factor ϕ se determina según las condiciones de restricción en una sección para la resistencia nominal. Antes de estos requisitos, los factores ϕ se especificaban para casos de carga axial o flexión, o ambos, en términos del tipo de carga.

Es importante observar que los Requisitos de Diseño Unificado no modifican el cálculo de las resistencias nominales. Las principales diferencias se relacionan con la verificación de los límites de armadura para los elementos solicitados a flexión, la determinación del factor ϕ para columnas, y el cálculo de la redistribución de momentos. La mayoría de los demás requisitos aplicables del cuerpo principal del código 1999 se aplican al diseño en base al código 2002.

Las secciones del código que fueron reemplazadas por los Requisitos de Diseño Unificado ahora se encuentran en el Apéndice B. Aún está permitido utilizar estos requisitos anteriores.

En general, los Requisitos de Diseño Unificado constituyen un método racional para diseñar elementos de hormigón armado y pretensado solicitados a flexión y compresión, y con ellos se obtienen resultados similares a los obtenidos usando el Método de Diseño por Resistencia. Los ejemplos incluidos en la Parte 10 y en la Referencia 5.1 ilustran el uso de este nuevo método de diseño.

9.1 RESISTENCIA Y COMPORTAMIENTO EN SERVICIO – REQUISITOS GENERALES

9.1.1 Requisitos de Resistencia

El criterio básico para el diseño por resistencia según se indica en 9.1.1 es el siguiente:

Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida

Factor de Reducción de la Resistencia (ϕ) \times Resistencia Nominal \leq Factor de carga \times Solicitación de Servicio

Todos los elementos y secciones de una estructura se deben dimensionar de manera que satisfagan este criterio bajo la combinación de cargas más crítica para todas las acciones posibles (flexión, carga axial, corte, etc.):

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi T_n \geq T_u$$

Este criterio provee un margen de seguridad estructural de dos maneras diferentes:

1. Disminuye la resistencia multiplicando la resistencia nominal por el factor de reducción de la resistencia ϕ adecuado, que siempre es menor que la unidad. La resistencia nominal se calcula mediante los procedimientos del código asumiendo que el elemento o la sección tendrá exactamente las dimensiones y propiedades de los materiales supuestas en los cálculos. Por ejemplo, la resistencia nominal al momento flector para la sección ilustrada en la Fig. 5-1 es:

$$M_n = A_s f_y (d - a/2)$$

y la resistencia al momento flector de diseño es:

$$\phi M_n = \phi [A_s f_y (d - a/2)]$$

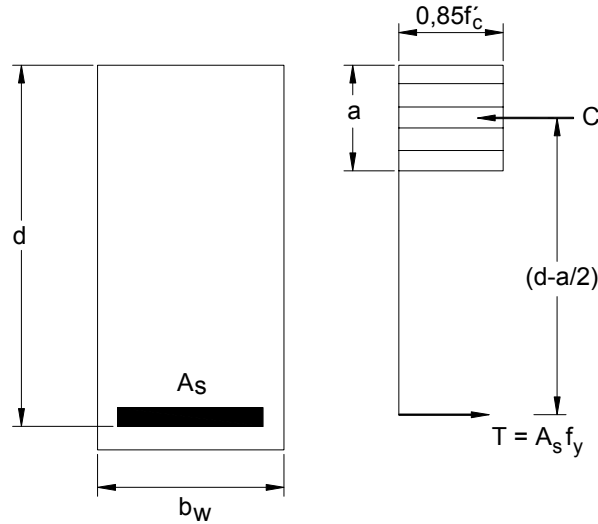


Figura 5-1 – Sección con armadura de tracción

2. Aumenta la resistencia requerida usando cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internas mayoradas. Las cargas mayoradas se definen en 2.1 como las cargas de servicio multiplicadas por los factores de carga apropiados. Las cargas a utilizar se describen en 8.2. Por lo tanto, la resistencia a la flexión requerida de la sección ilustrada en la Fig. 5-1 para carga permanente y sobrecargas es:

$$M_u = 1,2 M_d + 1,6 M_\ell \geq 1,4 M_d \quad \text{Ec. (9-1) y (9-2)}$$

siendo M_d y M_ℓ los momentos debidos a la carga permanente de servicio y sobrecarga de servicio, respectivamente.

De este modo, para esta sección el requisito para diseño por resistencia se transforma en:

$$[A_s f_y (d - a/2)] \geq 1,2 M_d + 1,6 M_\ell \geq 1,4 M_d$$

De manera similar, si hay corte actuando en la sección, el criterio para el diseño por resistencia se puede expresar como:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$\phi \left[2\sqrt{f'_c} b_w d + \frac{A_v f_y d}{s} \right] \geq 1,2 V_d + 1,6 V_\ell \geq 1,4 V_d$$

A continuación presentamos los motivos por los cuales en el diseño por resistencia se requieren factores de reducción de la resistencia y factores de carga:^{5,2}

1. Las razones para utilizar factores de reducción de la resistencia son las siguientes:
 - a. Las resistencias de los materiales pueden diferir de las supuestas en el diseño por las siguientes razones:
 - Variabilidad de las resistencias de los materiales – Tanto la resistencia a la compresión del hormigón como la resistencia a la fluencia y la resistencia última a la tracción de la armadura son variables.
 - Efecto de la velocidad de ensayo – Tanto las resistencias del hormigón como las del acero se ven afectadas por la velocidad de aplicación de las cargas.
 - Resistencia in situ vs. resistencia de una probeta – La resistencia del hormigón colocado en una estructura no es exactamente igual a la resistencia del mismo hormigón en una probeta de control.
 - Efecto de la variabilidad de las tensiones de contracción o las tensiones residuales – La variabilidad de las tensiones residuales debidas a la contracción puede afectar la carga de fisuración de un elemento, y es significativa si la fisuración constituye el estado límite crítico. De manera similar, en las columnas, la transferencia de carga de compresión del hormigón al acero provocada por la fluencia lenta y contracción puede llevar a la fluencia prematura de la armadura y, en las columnas esbeltas con bajas cuantías de armadura, la posibilidad de fallas por inestabilidad.
 - b. Las dimensiones de los elementos pueden diferir de las supuestas, ya sea por errores constructivos o de fabricación. Los siguientes factores son significativos:
 - Las tolerancias de fabricación y laminación de las barras de armadura.
 - Los errores geométricos en la sección transversal y los errores en la colocación de las armaduras.
 - c. Las hipótesis y simplificaciones usadas en las ecuaciones de diseño – tales como el uso del bloque rectangular de tensiones y una máxima deformación utilizable del hormigón igual a 0,003 – introducen tanto errores sistemáticos como errores accidentales.
 - d. El uso de tamaños de barra discretos produce variaciones en la capacidad real de los elementos.
2. Los factores de carga se requieren para considerar los posibles excesos de carga ya que:
 - a. Las magnitudes de las cargas pueden diferir de las supuestas. Las cargas permanentes pueden variar por:
 - Las variaciones del tamaño de los elementos.
 - Las variaciones de la densidad de los materiales.
 - Las modificaciones estructurales y no estructurales.

Las sobrecargas varían considerablemente en función del tiempo y del edificio del cual se trate.
 - b. Existen incertidumbres en el cálculo de las solicitaciones – Las suposiciones de las rigideces, longitudes de tramo, etc., y las incertidumbres involucradas en el modelado de las estructuras tridimensionales hacen que haya diferencias entre las tensiones que realmente ocurren en una construcción y aquellas estimadas en el análisis del diseñador.
3. También se requiere reducir la resistencia y mayorar las cargas para reflejar el hecho de que las consecuencias de una falla pueden ser graves. Se deberían considerar diferentes factores:
 - a. El tipo de falla, la presencia de señales que permitan anticipar la ocurrencia de una falla, y la existencia de recorridos de carga alternativos.
 - b. Las potenciales pérdidas de vidas humanas.
 - c. Los costos sociales, en términos de tiempo, lucro cesante, o pérdidas materiales o de vidas humanas indirectas, provocadas por la falla.
 - d. La importancia del elemento estructural dentro de la estructura.

- e. El costo de reemplazo de la estructura.

Como antecedente de los valores numéricos de los factores de carga y factores de reducción de la resistencia especificados en el código, vale la pena reproducir el siguiente párrafo de la Ref. 5-2:

"Los requisitos de diseño ... de ACI ... se basan en la hipótesis de que si la probabilidad de que haya elementos de menor resistencia que la supuesta es de aproximadamente 1 en 100, y la probabilidad de que haya exceso de carga es de aproximadamente 1 en 1000, la probabilidad de que haya elementos con menor resistencia que la supuesta sujetos a exceso de carga es de aproximadamente 1 en 100.000. Los factores de carga fueron desarrollados para lograr esta probabilidad. Se calcularon las resistencias de varias secciones típicas en base a valores de resistencia del hormigón y del acero correspondientes a una probabilidad de menor resistencia de 1 en 100. La relación entre la resistencia basada en estos valores y la resistencia basada en las resistencias nominales de varias secciones típicas se ajustó arbitrariamente de manera de considerar las consecuencias de la falla y del modo de falla, y del modo de falla de un tipo particular de elemento, y para otras fuentes que pueden hacer variar la resistencia."

Un Apéndice de la Ref. 5.2 recorre la historia del desarrollo de los actuales factores de carga y reducción de la resistencia de ACI.

9.1.2 Requisitos de Comportamiento en Servicio

Los requisitos que permiten lograr una resistencia adecuada no necesariamente garantizan el comportamiento aceptable del elemento bajo niveles de carga de servicio.

No siempre es posible separar claramente los requisitos de resistencia de los requisitos de comportamiento en servicio. Para acciones diferentes de la flexión, la intención de los requisitos de detallado juntamente con los requisitos de resistencia es asegurar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio. Para las solicitaciones de flexión, hay requisitos especiales de comportamiento en servicio relacionados con las flechas, distribución de la armadura, y tensiones admisibles en el caso del hormigón pretensado. Es particularmente importante considerar las flechas bajo cargas de servicio, en vista del uso generalizado de los materiales de alta resistencia y métodos de diseño menos conservadores que permiten obtener elementos de hormigón armado cada vez más esbeltos.

9.1.3 Apéndice C

Los factores de carga y factores de reducción de la resistencia usados en el código de 1999 y anteriores ahora se han colocado en el Apéndice C. De acuerdo con 9.1.3, el uso del Apéndice C está permitido. Sin embargo, no está permitido combinar los factores de carga del Capítulo 9 con los factores de reducción de la resistencia del Apéndice C.

9.2 RESISTENCIA REQUERIDA

Como ya se mencionó anteriormente, la resistencia requerida U se expresa en términos de cargas mayoradas, o de los momentos y fuerzas internas correspondientes. Las cargas mayoradas son las cargas de nivel de servicio especificadas en el código general de construcción, multiplicadas por los factores de carga apropiados indicados en 9.2. Es importante reconocer que las fuerzas sísmicas calculadas de acuerdo con las últimas ediciones de los códigos de construcción modelo vigentes en Estados Unidos son fuerzas de nivel de resistencia. Específicamente, las fuerzas sísmicas calculadas según las ediciones de 1993 y posteriores del *BOCA National Building Code*, las ediciones de 1994 y posteriores del *Standard Building Code*, y la edición 1997 del *Uniform Building Code*, son fuerzas de nivel de resistencia. Además, el *International Building Code* (IBC 2000) desarrollado por el International Code Council contiene requisitos sísmicos que corresponden a fuerzas de nivel de resistencia.

Este desarrollo ha aumentado la confusión existente dentro del ámbito de la ingeniería estructural, ya que al diseñar el hormigón se deben usar algunas combinaciones de cargas de ACI 318 y otras del código de construcción vigente. Para ayudarle al calculista a comprender las diferentes combinaciones de cargas y su correcta aplicación al diseño de elementos estructurales de hormigón gobernados por uno de estos códigos, la PCA recientemente publicó un nuevo documento. Este documento, *Strength Design Load Combinations for Concrete Elements*,^{5,3} contiene antecedentes sobre el uso de las

combinaciones de cargas mayoradas de ACI 318. Además, cita las combinaciones de cargas de la mayoría de los códigos modelo vigentes, incluyendo el IBC, que se deben usar para el diseño sísmico.

La Sección 9.2 prescribe factores de carga para combinaciones de cargas específicas. A continuación se listan estas combinaciones. El valor numérico del factor de carga asignado a cada tipo de carga depende del grado de precisión con la cual normalmente se pueden evaluar las cargas, la variabilidad de las cargas anticipada durante la vida de servicio de la estructura, y la probabilidad de ocurrencia simultánea de los diferentes tipos de cargas. Por lo tanto, debido a que generalmente se puede determinar con mayor precisión y tiende a ser menos variable, a la carga permanente se le asigna un factor de carga menor (1,2) que el asignado a la sobrecarga (1,6). También al peso y la presión de fluidos de densidades bien definidas y alturas máximas controlables se les asigna un factor de carga reducido igual a 1,2 ya que en este caso la probabilidad de exceso de carga es menor. Para las presiones laterales del suelo y las presiones del agua subterránea se requiere un factor de carga mayor (1,6), ya que su magnitud y recurrencia están sujetas a un elevado grado de incertidumbre. Observar que, aunque se incluyen la mayoría de las combinaciones de cargas más habituales, no se debe asumir que esta lista abarca todos los casos posibles. La Sección 9.2 contiene las siguientes combinaciones de cargas:

$$U = 1,4(D + F) \quad \text{Ec. (9-1)}$$

$$U = 1,2(D + F + T) + 1,6(L + H) + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad \text{Ec. (9-2)}$$

$$U = 1,2D + 1,6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0L \text{ ó } 0,8W) \quad \text{Ec. (9-3)}$$

$$U = 1,2D + 1,6W + 1,0L + 0,5L(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad \text{Ec. (9-4)}$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L + 0,2S \quad \text{Ec. (9-5)}$$

$$U = 0,9D + 1,6W + 1,6H \quad \text{Ec. (9-6)}$$

$$U = 0,9D + 1,0E + 1,6H \quad \text{Ec. (9-7)}$$

donde:

- D = cargas permanentes, o las solicitaciones correspondientes
- E = efectos de carga de las fuerzas sísmicas, o las solicitaciones correspondientes
- F = cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables, o las solicitaciones correspondientes
- H = cargas debidas al peso y presión lateral del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales, o las solicitaciones correspondientes
- L = sobrecargas, o las solicitaciones correspondientes
- L_r = sobrecargas en las cubiertas, o las solicitaciones correspondientes
- R = cargas provenientes de la lluvia, o las solicitaciones correspondientes
- S = carga de nieve, o las solicitaciones correspondientes
- T = efectos acumulativos de la contracción o expansión resultante de las variaciones de temperatura, la fluencia lenta, la contracción y el hormigón de contracción compensada
- U = resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o las solicitaciones correspondientes
- W = carga de viento, o las solicitaciones correspondientes

Observar que en las Ecuaciones (9-1) a (9-7) también se debe investigar el efecto de una o más cargas actuando simultáneamente.

Las excepciones a las combinaciones de cargas son las siguientes:

1. El factor de carga para L en las Ec. (9-3), (9-4) y (9-5) se podrá reducir a 0,5 excepto en el caso de garajes, zonas ocupadas por áreas destinadas a actividades públicas y todas aquellas áreas donde la sobrecarga L sea mayor que 100 lb/ft².

2. Cuando la carga de viento W no ha sido reducida por un factor de direccionalidad, se permite utilizar $1,3W$ en lugar de $1,6W$ en las Ecuaciones (9-4) y (9-6). Observar que la ecuación para carga de viento en ASCE 7-98 e IBC 2000 incluyen un factor de direccionalidad del viento que para los edificios es igual a 0,85. El factor de carga para viento en las ecuaciones de las combinaciones de cargas fue aumentado de manera consecuente ($1,3/0,85 = 1,53$ redondeado a 1,6). El código permite usar el factor de carga anterior de 1,3 si la carga de viento de diseño se obtiene de otras fuentes que no incluyen el factor de direccionalidad del viento.
3. Cuando la carga sísmica E se basa en fuerzas sísmicas de nivel de servicio, en las Ecuaciones (9-5) y (9-7) se deberá usar $1,4E$ en lugar de $1,0E$.
4. En las Ecuaciones (9-6) y (9-7) el factor de carga para H se debe fijar igual a cero si la acción estructural debida a H contrarresta la acción debida a W o a E . Cuando la presión lateral del suelo contribuye a resistir las acciones estructurales debidas a otras fuerzas, no es necesario incluirla en H pero sí es necesario incluirla en la resistencia de diseño.

Otras consideraciones referidas a las combinaciones de carga:

1. Si en el diseño se considera la resistencia a los efectos de impacto, éstos se deberán incluir con la sobrecarga (9.2.2).
2. Las estimaciones de los asentamientos diferenciales, la fluencia lenta, la contracción, la expansión del hormigón de contracción compensada, y los cambios por temperatura se deberán basar en una evaluación realista de la ocurrencia de estos efectos mientras la estructura está en servicio (9.2.3).
3. Para las estructuras ubicadas en zonas inundables, se deberán usar la carga de inundación y las combinaciones de cargas de ASCE 7 (9.2.4).
4. Para el diseño de la zona de anclaje de los elementos postesados se deberá aplicar un factor de carga igual a 1,2 a la máxima fuerza del gato usado para tesar el acero (9.2.5).

Como se puede ver, las combinaciones de cargas son ahora más complejas que en las ediciones anteriores del código ACI. Para muchos elementos, las cargas a considerar son el peso propio, las sobrecargas, las cargas de viento y las cargas sísmicas. Una simplificación conservadora consiste en incluir la sobrecarga en las cubiertas L_r junto con la sobrecarga L , y aplicar en las ecuaciones el factor de carga más elevado correspondiente a L ó L_r . Cuando no se consideran las cargas F , H , R , S y T , las siete ecuaciones se simplifican, obteniéndose las ecuaciones indicadas a continuación en la Tabla 5-1.

5-1 – Resistencia requerida para las combinaciones de cargas simplificadas

Cargas	Resistencia requerida	Ec. No.
Carga permanente (D) y sobrecarga (L)	$1,4D$	9-1
	$1,2D + 1,6L$	9-2
Carga permanente, Sobrecarga y Viento (W)	$1,2D + 1,6L + 0,8W$	9-3
	$1,2D + 1,0L + 1,6W$	9-4
	$0,9D + 1,6W$	9-6
Carga permanente, Sobrecarga y Carga sísmica (E)	$1,2D + 1,0L + 1,0E$	9-5
	$0,9D + 1,0E$	9-7

Si se consideran cargas gravitatorias (permanentes y sobrecargas), un diseñador que utiliza los coeficientes de momento del código (coeficientes iguales para carga permanente y sobrecarga – 8.3.3) tiene tres opciones: (1) multiplicar las cargas por los factores de carga correspondientes, sumarlas para obtener la carga total mayorada y luego calcular las fuerzas y momentos debidos a la carga total, (2) calcular los efectos de la carga permanente mayorada y la sobrecarga mayorada de forma separada y luego superponer ambos efectos, o bien (3) calcular los efectos de la carga permanente no mayorada y la sobrecarga no mayorada de forma separada, multiplicar los efectos por los factores de carga correspondientes y finalmente superponerlos. De acuerdo con el principio de superposición, con todos estos procedimientos se obtendrá el mismo resultado. Los diseñadores que realizan un análisis más detallado usando coeficientes diferentes para las cargas permanentes y para las sobrecargas no tienen la opción (1). Si se consideran tanto cargas gravitatorias como cargas laterales, es obvio que las solicitaciones (debidas a cargas mayoradas o no mayoradas) se deberán calcular por separado antes de poder realizar cualquier superposición.

Al determinar la resistencia requerida para las diferentes combinaciones de cargas se deben considerar adecuadamente los signos (positivo o negativo), ya que un determinado tipo de carga puede producir efectos que se suman o contrarrestan los

efectos de otro tipo de carga diferente. Aún cuando las Ec. (9-6) y (9-7) tienen un signo positivo delante de las cargas de viento (W) o la carga sísmica (E), estas combinaciones se deben usar cuando las fuerzas o efectos de las cargas sísmicas o de viento se oponen a las cargas permanentes. Cuando los efectos de las cargas gravitatorias y las cargas de viento (W) o sísmicas (E) son aditivas se deben usar las Ec. (9-4), (9-5) y (9-6).

Para determinar la combinación de diseño más crítica se deben considerar adecuadamente las diferentes combinaciones de cargas. Esto es particularmente importante cuando la resistencia depende de más de un efecto de carga, como en el caso de la resistencia a flexión y carga axial combinadas o la resistencia al corte de elementos que soportan carga axial.

9.3 RESISTENCIA DE DISEÑO

9.3.1 Resistencia Nominal vs. Resistencia de Diseño

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento estructural, sus uniones con otros elementos y su sección transversal, en términos de flexión, carga axial, corte y torsión, es igual a la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos e hipótesis estipulados en el código, multiplicada por un factor de reducción de la resistencia ϕ , que es menor que la unidad. Las reglas para el cálculo de la resistencia nominal generalmente se basan en los estados límites elegidos de forma conservadora para tensión, deformación, fisuración o aplastamiento, y concuerdan con datos experimentales para cada tipo de acción estructural. Sólo revisando los antecedentes de los requisitos del código es posible comprender cabalmente todos los aspectos de las resistencias calculadas para las diferentes acciones.

9.3.2 Factores de reducción de la resistencia

En la Tabla 5-2 se listan los factores ϕ prescritos en 9.3.2 para el hormigón estructural. Las razones para utilizar factores de reducción de la resistencia ya han sido discutidas en secciones anteriores.

Observar que para las secciones controladas por compresión se utiliza un factor ϕ menor que el utilizado para las secciones controladas por tracción. Esto se debe a que por lo general las columnas poseen menos ductilidad y son más sensibles a las variaciones de la resistencia del hormigón. Además, las consecuencias de la falla de una columna habitualmente son más severas que las de la falla de una viga. Por último, a las columnas zunchadas se les asigna un factor ϕ mayor que a las columnas con estribos ya que las primeras tienen mayor tenacidad y ductilidad.

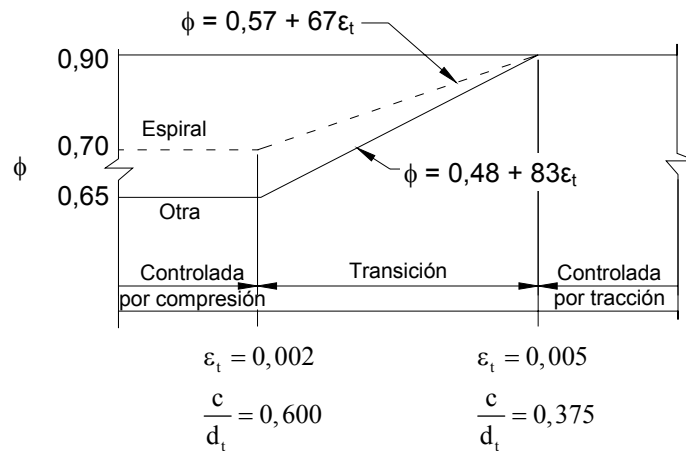
Tabla 5-2 – Factores de reducción de la resistencia ϕ para el Método de Diseño por Resistencia

Secciones controladas por tracción	0,90
Secciones controladas por compresión	
Elementos con armadura en espiral que satisface lo especificado en 10.9.3	0,70
Otros elementos armados	0,65
Corte y torsión	0,75
Aplastamiento del hormigón (excepto para las zonas de anclaje de postesado)	0,65
Zonas de anclaje de postesado	0,85
Modelos de bielas (Apéndice A)	0,75

Las definiciones correspondientes a secciones controladas por compresión y secciones controladas por tracción se indican en 10.3.3. Ver la Parte 7 para una discusión más detallada.

El código permite que el valor de ϕ se incremente linealmente desde el valor dado para las secciones controladas por tracción hasta el valor dado para las secciones controladas por compresión. Para aquellas secciones en las cuales la deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado, para la resistencia nominal, está comprendida entre los límites establecidos para secciones controladas por compresión y por tracción, se permite incrementar ϕ linealmente desde el valor correspondiente a secciones controladas por compresión hasta 0,90 a medida que la deformación neta de tracción en el

acero más traccionado, para la resistencia nominal, se incrementa desde el límite para secciones controladas por compresión hasta 0,005. Esto se ilustra en la Figura 5-2.



Interpolación en función de c/d_t : Espiral: $\phi = 0,37 + 0,20 / (c/d_t)$
 Otras armaduras: $\phi = 0,23 + 0,25 / (c/d_t)$

Figura 5-2 – Variación de ϕ en función de la deformación neta por tracción, ϵ_t , y de la relación c/d_t para armaduras de acero Grado 60 y para acero de pretensado

Para los elementos solicitados a flexión y carga axial, las resistencias de diseño se determinan multiplicando tanto P_n como M_n por el único valor de ϕ apropiado.

9.3.3 Longitudes de desarrollo de la armadura

Las longitudes de desarrollo de la armadura, según se especifica en el Capítulo 12, no requieren la aplicación de un factor de reducción de la resistencia. De manera similar, no se requieren factores ϕ para las longitudes de empalme, ya que éstas se expresan como múltiplos de las longitudes de desarrollo.

9.3.4 Hormigón estructural simple

Esta sección se introdujo en el código de 1995, y especifica que para la flexión, compresión, corte y aplastamiento del hormigón simple se debe utilizar el factor de reducción de la resistencia $\phi = 0,65$. Esto se debe a que tanto la resistencia a la tracción por flexión como la resistencia al corte del hormigón simple dependen de las características de resistencia a la tracción del hormigón que, en ausencia de armaduras, no posee reservas de resistencia ni de ductilidad.

9.4 RESISTENCIA DE DISEÑO DE LA ARMADURA

Para la tensión de fluencia del acero de la armadura se establece un límite superior de 80.000 psi, excepto para el acero de los tendones de pretensado. No se recomienda utilizar aceros de más de 80.000 psi, ya que la deformación específica de fluencia del acero de 80.000 psi es aproximadamente igual a la máxima deformación utilizable del hormigón en compresión. Actualmente no existe ninguna especificación ASTM para la armadura Grado 80. Sin embargo, la norma ASTM A615 incluye las barras conformadas No. 11, No. 14 y No. 18 con una tensión de fluencia de 75.000 psi (Grado 75).

De acuerdo con 3.5.3.2, el uso de barras de armadura con una tensión de fluencia especificada f_y mayor que 60.000 psi requiere que f_y sea la tensión correspondiente a una deformación específica de 0,35 por ciento. La norma ASTM A615 para barras de acero Grado 75 incluye el mismo requisito. El requisito de la deformación específica del 0,35 por ciento también se aplica a las mallas soldadas de alambres de una tensión de fluencia especificada mayor que 60.000 psi. También existen

alambres de mayor tensión de fluencia, y en el diseño se puede usar un valor de f_y mayor que 60.000 psi siempre que se certifique que se satisface la deformación específica del 0,35 por ciento.

Otras secciones del código también contienen limitaciones sobre la tensión de fluencia de la armadura:

1. Secciones 11.5.2, 11.6.3.4 y 11.7.6: La máxima f_y que se puede usar en el diseño para corte, combinación de corte y torsión, y corte por fricción es 60.000 psi, excepto que se puede usar f_y de hasta 80.000 psi sólo para armadura de corte consistente en malla de alambre conformado soldada que satisface los requisitos de ASTM A497.
2. Secciones 19.3.2 y 21.2.5: La máxima f_y especificada para cáscaras, placas plegadas y estructuras gobernadas por los requisitos sísmicos especiales del Capítulo 21 es de 60.000 psi.

Además, los requisitos sobre flechas de 9.5 y las limitaciones para la distribución de la armadura de flexión de 10.6 se volverán cada vez más críticos a medida que aumenta f_y .

REFERENCIAS

- 5.1 Mast, R. F., "Unified Design Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members," *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 2, Marzo-Abril 1992, pp. 185-199.
- 5.2 MacGregor, J. G., "Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 3, No. 4, Diciembre 1976, pp. 484-513.
- 5.3 *Strength Design Load Combinations for Concrete Elements*, Publicación IS521, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, 1998.