

Expanding the Use of Material ϕ Factors

by Charles W. Dolan and Raul D. Bertero

The concept of “partial strength reduction factors” has been proposed for ACI 318 for several decades¹⁻³ and has long been used in Canadian, British, and European building codes. In this article, we discuss the concept of material strength reduction factors (ϕ factors)—one for concrete and one for steel reinforcement. While not explicitly stated as such, material ϕ factors are effectively used in Chapter 17—Anchoring to Concrete of ACI 318-19(22).⁴

Israel et al. argue that the reliability of concrete design is improved by using the material ϕ factors.¹ Furthermore, material ϕ factors address several issues in ACI 318, such as the anomalies in the factored column strength curves, the shear strength of sections, and the need for net tensile strain calculations.

In keeping with the overall code development philosophy, nominal strengths are calculated based on principles of the theory of mechanics augmented by extensive test data. The application of strength reduction factors to the nominal strength results in the factored strength. The current ACI Code, with some important exceptions, uses a single strength reduction factor applied to the section. Material strength reduction factors apply the ϕ factor to the concrete and steel reinforcement contributions independently. This discussion begins with a concrete $\phi_c = 0.65$, which is consistent for unconfined concrete, and a steel $\phi_s = 0.90$ for reinforcement.

Material ϕ Factors in ACI 318

Chapter 17 in ACI 318 uses material ϕ factors. Strength calculations are based on discrete material behavior, and material ϕ factors are applied accordingly. Thus, the engineer must determine the tensile strength of an anchor and the concrete breakout strength before applying the associated steel and concrete ϕ factors. Similarly, concrete ϕ factors are given for deep foundations in ACI 318, Table 13.4.3.2. These factors vary with the application and the anticipated failure modes. In effect, the unified design approach, based on net tensile strain, also uses material ϕ factors, as the concrete ϕ factor changes in tension, transition, and compression zones. Further, the concrete ϕ factor is varied through the prestress transfer zone in pretensioned concrete members. Thus, the concept of material strength reduction factors is already

widely incorporated in the current Code and should not be considered a new idea.

The following sections discuss expanding the use of material ϕ factors for columns, shear, and flexure. Material ϕ factors are then summarized.

Columns

Gamble points out that the use of a single strength reduction factor leads to inconsistent results in the transition between tension- and compression-controlled zones.³ Specifically, the application of the variable ϕ factor from the unified design approach⁵ leads to discontinuities in the region near the balanced ratio. Lequesne and Pincheira discuss this dilemma for T- and I-shaped columns.⁶ One of the anomalies they present is the possibility of three different values for a moment for a single axial load. Building code provisions should provide only one unique solution.

Figure 1 compares the normalized nominal moment-axial load strength, the factored strength using ACI 318-19(22) with

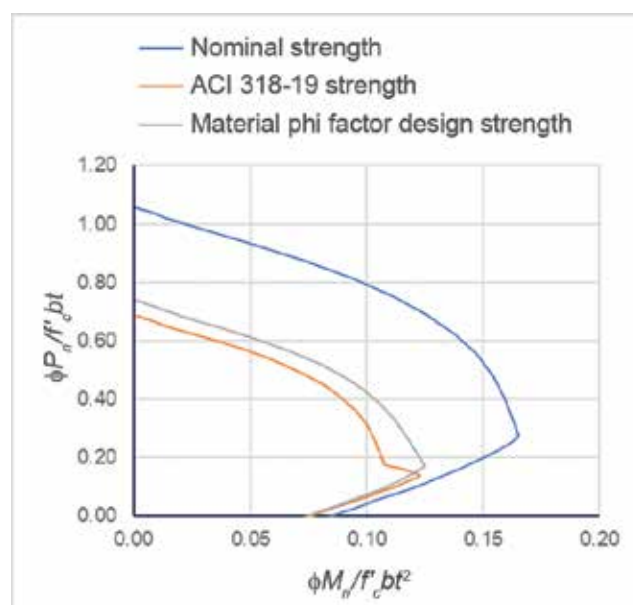


Fig. 1: Normalized strength for a column with 1.56% reinforcement, $f'_c = 6000$ psi, and $f_y = 80,000$ psi (Note: 1000 psi = 6.89 MPa)

a single ϕ factor, and the factored strength using material ϕ factors of $\phi_c = 0.65$ for concrete and $\phi_s = 0.90$ for reinforcement as given in the Code. The Code limited design strength $0.80\phi P_n$ is not included in the figure.

A comparison of the nominal and factored strength of the column illustrates the benefit of the material ϕ factors. First, the odd “foot” near the balanced ratio in ACI 318-19 disappears because it is an artifact of the unified design approach⁵ and not a result of the mechanics of materials. Second, the contributions of the concrete and reinforcement are fully recognized. In this example, the axial load capacity is approximately 7% greater than the capacity found using the current ACI 318 single ϕ factor approach. Third, there is no

need for a ϕ transition zone because the material ϕ factors automatically resolve the tension- and compression-controlled zones. The material ϕ factor approach also resolves the inconsistencies identified by Lequesne and Pincheira⁶ without affecting other Code requirements.

The use of a single strength reduction factor produces a large variation in reliability near the balanced ratio and for columns with different steel ratios. This is not the case when material ϕ factors are used. Figure 2 shows the strength and reliability of design equations using ACI 318 and material ϕ factors for columns with 1 and 3% reinforcement, $f'_c = 4000$ psi (27 MPa) and $f_y = 60,000$ psi (413 MPa), and $\phi_c = 0.60$ and $\phi_s = 0.90$. A value of $\phi_c = 0.60$ is used in Fig. 2 to bring the

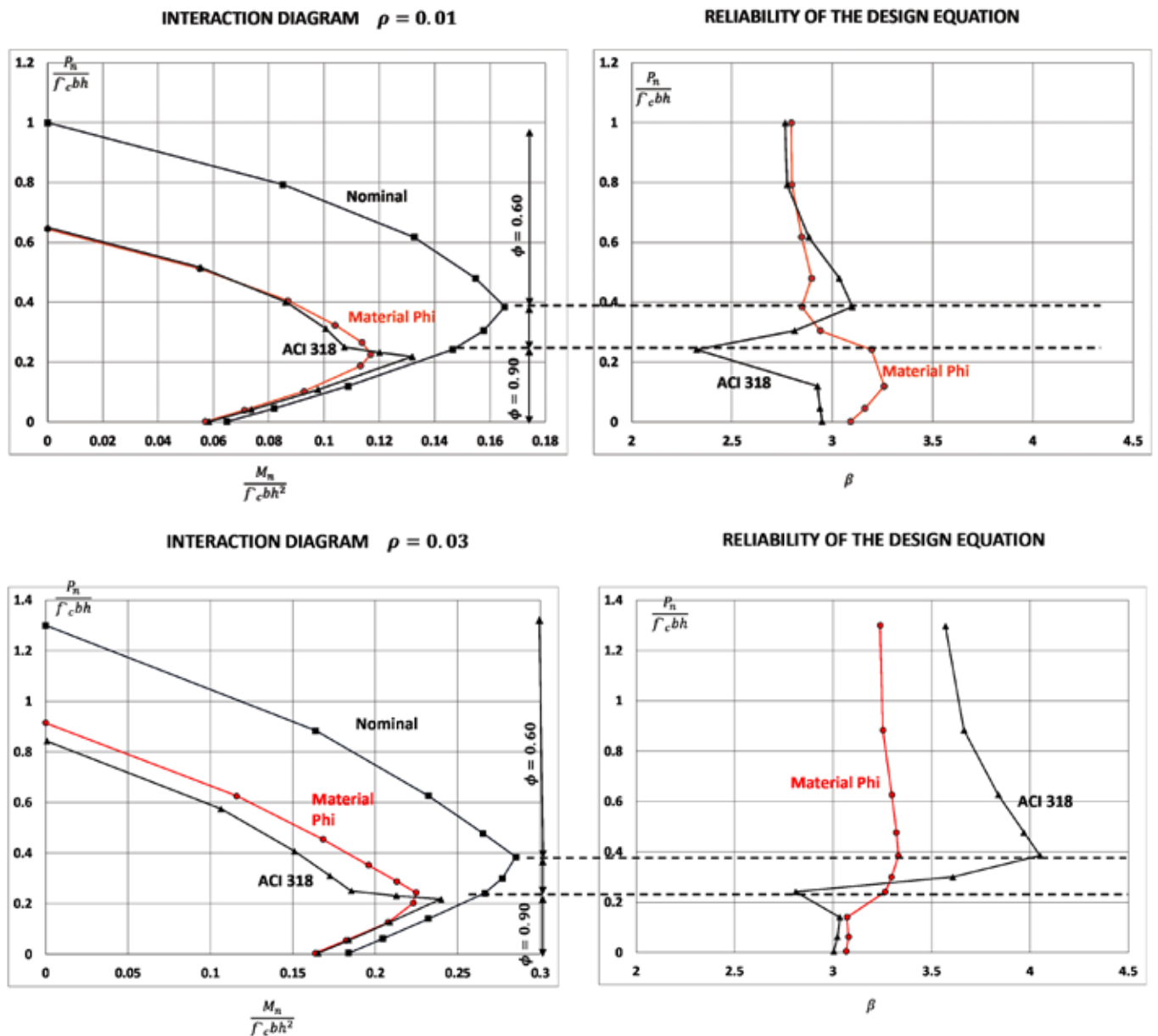


Fig. 2: Interaction diagrams and reliability of design equations using ACI 318-19(22) and material ϕ factors for columns with 1 and 3% reinforcement and $\phi_c = 0.60$ and $\phi_s = 0.90$ material ϕ factors

Table 1:
Summary of current and suggested material ϕ factor values in ACI 318

Condition	ϕ_s	ϕ_c
Beams, slabs, columns, walls, diaphragms, connections:		
Steel reinforcement	0.90	—
Concrete:		
Unconfined – current ACI 318	—	0.65
Unconfined – for compatibility with current ACI 318	—	0.60
Confined – Spiral, current ACI 318	—	0.75
Confined – for compatibility with current ACI 318	—	0.70
Shear and torsion:		
Cast-in-place concrete	0.90	0.65
Plant-fabricated members	0.90	0.75
Bearing		0.65
Post-tensioned anchorage zones	0.90	0.85
Brackets and corbels	0.90	0.75
Struts, ties, nodal zones, and bearing areas designed in accordance with Chapter 23	0.75	0.75
Components of connections of precast members controlled by yielding of steel elements in tension	0.90	0.75
Plain concrete	—	0.65
Anchors in concrete in accordance with Chapter 17	0.90	0.45 to 0.75
Shear friction	0.75	—
Deep foundations	—	Table 13.4.3.2
Joints, Chapter 15	0.90	0.75

factored strengths into closer alignment with the current ACI 318 factored strength (this further illustrates how sectional strength and reliability can be calibrated). The resistance and loads statistics from Table 1 of Israel et al.¹ are used for the reliability analysis.

Two important observations are obtained. First, the present single ϕ factor produces a large variation in reliability in the transition zone of the interaction diagram, leading to a smaller and less safe reliability near the balance point. Second, while the single ϕ factor results in wide variation in reliability as the reinforcement ratio varies, the material ϕ factor appropriately produces much more uniform reliability.

Shear and Torsion

Material ϕ factors address issues in shear and torsion design. The shear strength in ACI 318 already consists of two components: a concrete contribution and a steel contribution. Material ϕ factors replace the single ϕ factor with a factor applied to each component. Thus, the factored strength changes from $\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$ to $\phi V_n = (\phi_c V_c + \phi_s V_s)$.

When the current ACI 318 ϕ factor for shear was changed from 0.85 to 0.75, there was a concern that the reduction was too severe, especially for sections with shear reinforcement. Material ϕ factors address this concern. They allow the total shear strength to increase as more reinforcement is added without compromising the strength of members without shear reinforcement.

Figure 3 indicates the difference in factored strength of

16 in. wide by 24 in. deep (400 x 600 mm) section with $f'_c = 4000$ psi and No. 4 (No. 13) Grade 60 stirrups at the maximum spacing of $d/2$. The concrete shear strength is based on the greater of $2\sqrt{f'_c} b_w d$ or V_c calculated using the longitudinal reinforcement ratio as specified in ACI 318-19(22). The single factor is $\phi = 0.75$ for ACI 318, and the material factors are $\phi_c = 0.65$ and $\phi_s = 0.90$. In this example, the material ϕ approach provides a 4% increase in factored strength compared to the current ACI 318 approach. An example based on the same reinforcement and 8000 psi (55 MPa) concrete results in no appreciable change in strength between the two methods.

The maximum increase in factored shear strength using material ϕ factors occurs when higher-strength reinforcement is used in combination with low-strength concrete. There is no difference in factored strength for sections without shear reinforcement.

Material ϕ factors offer other benefits for shear applications. The concrete $\phi_c = 0.65$ reflects the variability of concrete in shear and promotes the use of shear reinforcement. Conversely, a higher concrete ϕ factor, say $\phi_c = 0.75$, may be applicable for plant-fabricated elements where the quality control justifies the higher value.

The material ϕ factors can be calibrated by using current databases. The only proviso for calibration is to ensure that the test specimens in the database conform to ACI Code requirements. This limitation is needed because shear tests are often performed on over-reinforced or nonconforming members to induce a shear failure.

Flexure

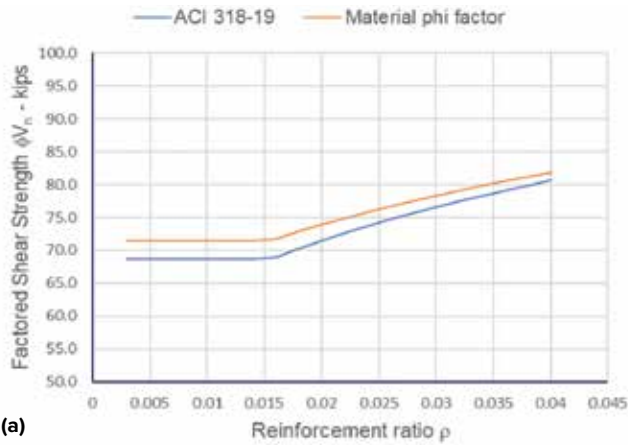
The normalized nominal flexural strength of a tension-controlled section is given by

$$\frac{M_n}{bd^2} = \rho f_y \left(1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right)$$

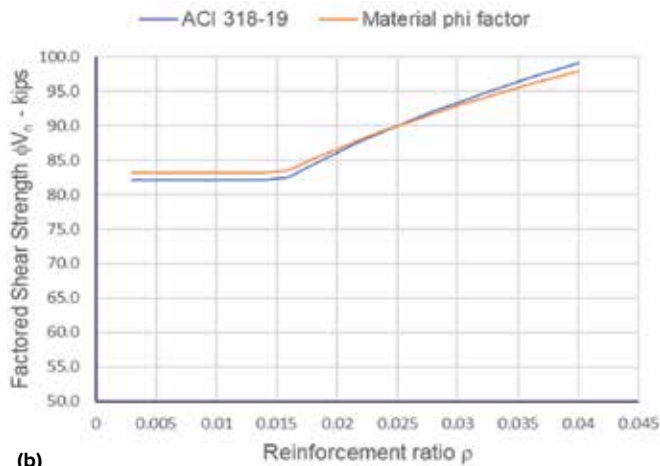
Multiplying the nominal strength by ϕ provides the ACI 318 factored strength

$$\phi \frac{M_n}{bd^2} = \phi \rho f_y \left(1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right)$$

This equation provides the factored moment up to the balanced ratio. For flexural design, the balanced ratio is important because it is the reinforcement ratio that produces the same moment, whether using equations for a tension- or compression-controlled section.



(a)



(b)

Fig. 3: Factored shear strength using ACI 318-19(22) and material ϕ factors: (a) $f'_c = 4000$ psi, Grade 60 reinforcement; and (b) $f'_c = 8000$ psi, Grade 60 reinforcement (Note: 1000 psi = 6.89 MPa; 1 kip = 4.45 kN)

The term f_y/f'_c appears when calculating the balanced ratio. Adding the material ϕ factors to the balanced ratio equation gives

$$\rho_{bal\phi} = 0.85\beta_1 \frac{\phi_c f'_c \epsilon_u}{\phi_s f_y \epsilon_u + \epsilon_y}$$

Because ϕ_s is larger than ϕ_c , the value for $\rho_{bal\phi}$ is less than the nominal value of ρ_{bal} . Changing equations from tension-controlled sections to equations for compression-controlled sections at $\rho_{bal\phi}$ when using material ϕ factors provides a smooth transition of factored strength through the entire range of reinforcement ratios and limits the maximum reinforcement ratio for tension-controlled sections to about $0.75\rho_{bal}$.

Because f_y/f'_c appears in the equation for a tension-controlled section, material ϕ factors must be applied to both the numerator and denominator, giving

$$\phi \frac{M_n}{bd^2} = \phi_s \rho f_y \left(1 - 0.59 \frac{\rho \phi_s f_y}{\phi_c f'_c} \right)$$

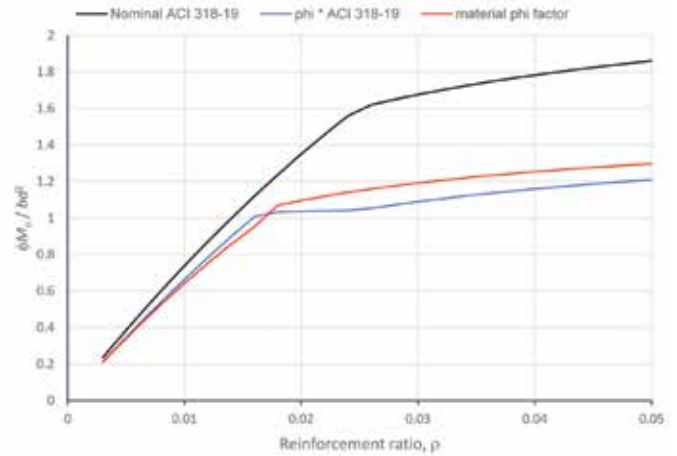


Fig. 4: Flexural strength of a rectangular concrete section with $f'_c = 6000$ psi and $f_y = 80,000$ psi (Note: 1000 psi = 6.89 MPa)

A similar solution is available for a material ϕ factor approach for compression-controlled sections. Adjusting textbook equations⁷ for the equivalent compression stress block in compression-controlled sections gives the following parameters to define the depth to the neutral axis $c = kd$

$$m_\phi = \frac{E_s \epsilon_u}{0.85\beta_1 f'_c}$$

and

$$k = \sqrt{\rho m_\phi + (\rho m_\phi / 2)^2} - \rho m_\phi / 2$$

At the balanced ratio and beyond, the factored moment is calculated based on the concrete contribution to the nominal moment, giving a factored moment of

$$\phi \frac{M_n}{bd^2} = \phi_c 0.85 f'_c \beta_1 k \left(1 - \frac{\phi_s \beta_1 k}{\phi_c 2} \right)$$

where d is the distance from extreme compression fiber to the centroid of longitudinal tension reinforcement; c is the depth to the neutral axis for a compression-controlled section; $k = c/d$; and β_1 corrects c to the depth of the equivalent rectangular stress block.

Figure 4 illustrates the nominal and factored strength of a section using both the ACI 318 and material ϕ factor approach.

The material ϕ factor approach in flexure provides a consistent design approach with column design. It is slightly more conservative in the tension-controlled region as the reinforcement ratio increases and slightly less conservative, less than 10%, than the ACI ϕ factor in the compression-controlled region. The modified balanced ratio limits the tension-controlled section to between 0.75 and 0.76 the nominal balanced ratio. This brings the tension-controlled section into direct alignment with earlier versions of the Code. The material ϕ factor approach eliminates the need to define the transition zone between tension- and compression-controlled regions. In doing so, the material ϕ

factor approach eliminates the dead zone in the 0.003 strain region of the unified approach for all reinforcement greater than Grade 60.

The material ϕ factor approach is also appropriate for the design of T-sections and prestressed sections. In a T-section, the depth of the compression block is typically within the flange, and a small increase in this depth has minimal impact on the factored strength. For the design of prestressed concrete sections, designers would continue to calculate the tendon stress using either strain compatibility or the tendon stress approximation equation given in the Code. The material ϕ factors would then be applied to the corresponding contributions to the strength and to compression block depth calculations. Balanced ratios and modified balanced ratios would be calculated based on an equivalent yield strain of 0.002, as suggested by Mast.⁵

Other elements

Table 1 summarizes the current and suggested strength reduction factors. Pending refined reliability analyses, applying ϕ_s and ϕ_c to nominal steel and concrete strengths would result in about the same factored strength as the current ϕ factor approach, with one exception—calculations for shear friction. Although the normal force in shear-friction calculations is based on the steel strength, the shear failure is predicated on the concrete strength. However, concrete strength is not explicitly included in the shear-friction equation. Thus, ϕ_c should be applied to the entire equation, and ϕ_s should be applied to the steel contribution.

Conclusions

Material ϕ factors are currently used in the ACI 318 Building Code. Expanding the use of material ϕ factors to all sections and members provides a uniform approach to factored strength calculations and resolves several abnormalities in the current Code specifications: it eliminates the odd “foot” in column interaction curves, the unified design methodology, and the dead zone created in the uniform design approach in the ϕ transition zone for higher-strength reinforcement. The material ϕ factors provide a maximum reinforcement ratio of approximately 0.75 times the balanced ratio for beams.

The use of material ϕ factors should be adopted in the ACI Building Code. Calibration of the ϕ factors may further improve the reliability of concrete factored strength in the Code and is recommended as part of the adoption process. Without further calibration, the use of the ϕ factor values in Table 1 provides factored strengths equivalent to those obtained using the current Code requirements.

References

1. Israel, M.; Ellingwood, B.; and Corotis, R., “Reliability-Based Code Formulations for Reinforced Concrete Buildings,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 113, No. 10, Oct. 1987, pp. 2235-2252.
2. Gamble, W.L., “ ϕ -Factors and Other Anomalies,” *Concrete International*, V. 20, No. 8, Aug. 1998, pp. 56-58.
3. Gamble, W.L., “Phi-Factors Revisited,” *Concrete International*, V. 37, No. 12, Dec. 2015, pp. 35-38.
4. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19) (Reapproved 2022),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 624 pp.
5. Mast, R.F., “Unified Design Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members,” *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 2, Mar.-Apr. 1992, pp. 185-199.
6. Lequesne, R.D., and Pincheira, J.A., “Proposed Revisions to the Strength-Reduction Factor for Axially Loaded Members,” *Concrete International*, V. 36, No. 9, Sept. 2014, pp. 43-49.
7. Darwin, D., and Dolan, C.W., *Design of Concrete Structures*, 16th edition, McGraw Hill, New York, 2021, 864 pp.

Selected for reader interest by the editors.



ACI Honorary Member **Charles W. Dolan** is H.T. Person Professor of Engineering Emeritus at the University of Wyoming, Laramie, WY, USA, and co-author of *Design of Concrete Structures*. He is a former member and past Chair of the ACI Technical Activities Committee, and has served as a member of ACI Committee 318, Structural Concrete Building Code, and Joint ACI-ASCE Committee 423, Prestressed Concrete.



Raul D. Bertero, FACI, is President of the ACI Argentina Chapter and Vice-Dean and full Professor of engineering at the University of Buenos Aires, Buenos Aires, Argentina, where he teaches solid mechanics, dynamics of structures, seismic design, and structural safety. He is a member of the ACI International Advisory Committee and several subcommittees of ACI Committee 318, Structural Concrete Building Code.

Sign up for Concrete SmartBrief

Created by SmartBrief in partnership with ACI, Concrete SmartBrief provides a daily e-mail snapshot of the concrete industry with news from leading global sources. Summaries of what matters to you, written by expert editors, to save you time and keep you informed and prepared.

Welcome to Concrete SmartBrief; sign up at:

www.smartbrief.com/ACI

Expandiendo el uso de factores ϕ por material

Por Charles W. Dolan y Raul D. Bertero

El concepto de “coeficientes de seguridad parciales” ha sido propuesto al ACI 318 desde hace varias décadas^{1, 2, 3} y es utilizado por los reglamentos canadienses, británicos y de la Unión Europea. Los detalles de esas aplicaciones no son motivo de este trabajo sino los conceptos relacionados con el uso de factores de seguridad por material, es decir, uno para el concreto y otro para el acero de refuerzo. Si bien no lo expresa en forma explícita, ya el ACI 318-194 en su capítulo de Anclajes utiliza actualmente factores de seguridad por material.

Israel et al.¹ argumentan que la aplicación de factores de seguridad por material permite un mejor diseño de las estructuras de concreto armado. Por otro lado, el uso de factores de seguridad por material permite resolver varios problemas del actual reglamento ACI 318 tales como: las anomalías en el diagrama de interacción para el diseño de columnas, las objeciones al cambio en el factor de reducción del reglamento para la resistencia al corte de diseño y la necesidad de calcular la deformación de la fibra de armadura más traccionada para determinar el factor de seguridad.

De acuerdo con la filosofía general del reglamento ACI 318, las resistencias nominales se calculan con base en los principios teóricos de la mecánica estructural incorporando los resultados de una extensa base de datos experimentales. La resistencia de diseño se obtiene modificando la resistencia nominal mediante la aplicación de factores de reducción de resistencia. El actual reglamento ACI 318, con algunas excepciones, utiliza un único factor de reducción de resistencia aplicado a toda la sección. Por el contrario, los

factores de reducción de resistencia por material aplican factores de reducción al concreto y al acero en forma independiente. En este trabajo se utiliza un factor de reducción $c = 0.65$ para el concreto (lo cual es consistente con el coeficiente de seguridad del ACI 318 para compresión pura de columnas no zunchadas), y $s = 0.90$ para la armadura.

Factores ϕ por material actualmente utilizados en el ACI 318

En el ACI 318 actual, el Capítulo 17 de Anclajes utiliza en la práctica factores de reducción por material. Los cálculos de la resistencia de los anclajes se realizan por separado según el comportamiento del material y los factores de reducción se aplican de acuerdo con esa diferenciación. El ingeniero debe verificar la resistencia a tracción del anclaje y la resistencia a rotura del concreto aplicando factores de seguridad diferentes al concreto y al acero en cada caso. De la misma manera, la Tabla 13.4.3.2 para fundaciones profundas del ACI 318 tiene implícita la utilización de factores de seguridad por material.

En otros casos, la variación del coeficiente de seguridad del ACI 318 con el comportamiento del elemento, implica la existencia implícita de una diferenciación entre los coeficientes de reducción para el acero y el concreto. Por ejemplo, la llamada metodología de diseño unificada, basada en la deformación neta de tracción, utiliza factores de seguridad que cambian según la sección se encuentre en la zona controlada por tracción, en la zona de transición o en la zona controlada por

compresión. En elementos de concreto pretensado el coeficiente de seguridad del ACI 318 también varía a través de la zona de transferencia del pretensado. Es decir que el concepto de factores de reducción por material ya es ampliamente utilizado implícitamente en el reglamento actual a los efectos de alcanzar una seguridad adecuada y no debería ser considerado una idea nueva.

A continuación, este trabajo presenta una discusión sobre la expansión del uso de factores ϕ por material para columnas, corte y flexión. Posteriormente, se presenta un resumen de los factores ϕ por material propuestos.

Columnas

Gamble (2015)³ puntualizó que el uso de factores únicos de reducción de resistencia conduce a resultados inconsistentes en la zona de transición entre la sección controlada por tracción y la controlada por compresión. Específicamente, la aplicación de un factor de reducción variable según la deformación del acero en el plano de falla, que se introduce con la metodología de diseño unificada (Mast 1992)⁵, origina discontinuidades en la región cercana a la falla balanceada de la sección. Lequesne and Pincheira (2014)⁶ analizan este problema para columnas de forma rectangular y de T. Una de las anomalías que ellos presentan es que en algunos casos se obtienen, en el diagrama de interacción, tres valores diferentes del momento flexor resistente para una misma carga axial. Resulta claro que las ecuaciones del reglamento deberían conducir a una solución única.

En la Figura 1 se puede ver la comparación del diagrama de interacción de diseño utilizando el ACI 318 con un único coeficiente de reducción y el que se obtiene utilizando factores de seguridad por material con $c=0.65$ para el concreto y $s=0.90$ para el acero y para una sección con una cuantía del 1.56%. No se incluye en la figura la resistencia de diseño límite del reglamento de $0.80 \phi P_n$.

La comparación de la resistencia nominal de la columna con las resistencias de diseño

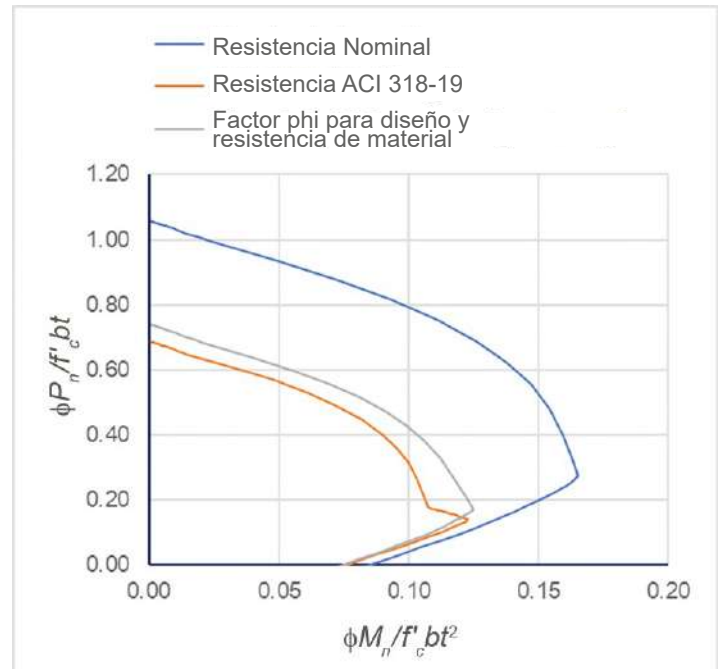


Fig. 1 Resistencia normalizada para una columna con $\rho=1.56\%$, $f'_c=41$ MPa, $f_y=552$ MPa

muestra los beneficios de la utilización de factores de reducción por material. En primer lugar, desaparece la “nariz” cerca de la falla balanceada del reglamento ACI 318-19 ya que esta discontinuidad es una consecuencia de la metodología de diseño (Mast 1992)⁵ y no un resultado de la mecánica de materiales. Segundo, las contribuciones del concreto y del acero a la resistencia son reconocidas en su justa medida y de acuerdo con su incertidumbre asociada. En este ejemplo, la capacidad de carga axial es aproximadamente 7% más grande con los coeficientes de reducción por material que con el reglamento actual. En tercer lugar, no es necesario definir una zona de transición ya que los factores de reducción por material la resuelven en forma automática. Por otro lado, los factores de reducción parciales resuelven las inconsistencias identificadas por Lequesne y Pincheira (2014)⁶ sin afectar otros requerimientos del reglamento.

Conceptualmente, el problema es que el uso de un único factor de reducción produce una gran variación de la confiabilidad de una misma columna cerca de la zona de falla balanceada así como en columnas con diferentes cuantías de armadura. Esto no sucede cuando se utilizan factores de minoración por material. La Figura 2 muestra los diagramas de interacción y el índice de confiabilidad usando el ACI 318, por un lado, y los factores de reducción por material (Material Phi en la figura), por el otro, para columnas con cuantías del 1 y del 3%, y factores de reducción por material $c = 0.60$ para el concreto y $s = 0.90$ para el acero de refuerzo. La resistencia nominal de los materiales utilizados para la figura corresponde a $f'_c = 27$ MPa, $f_y = 420$ MPa.

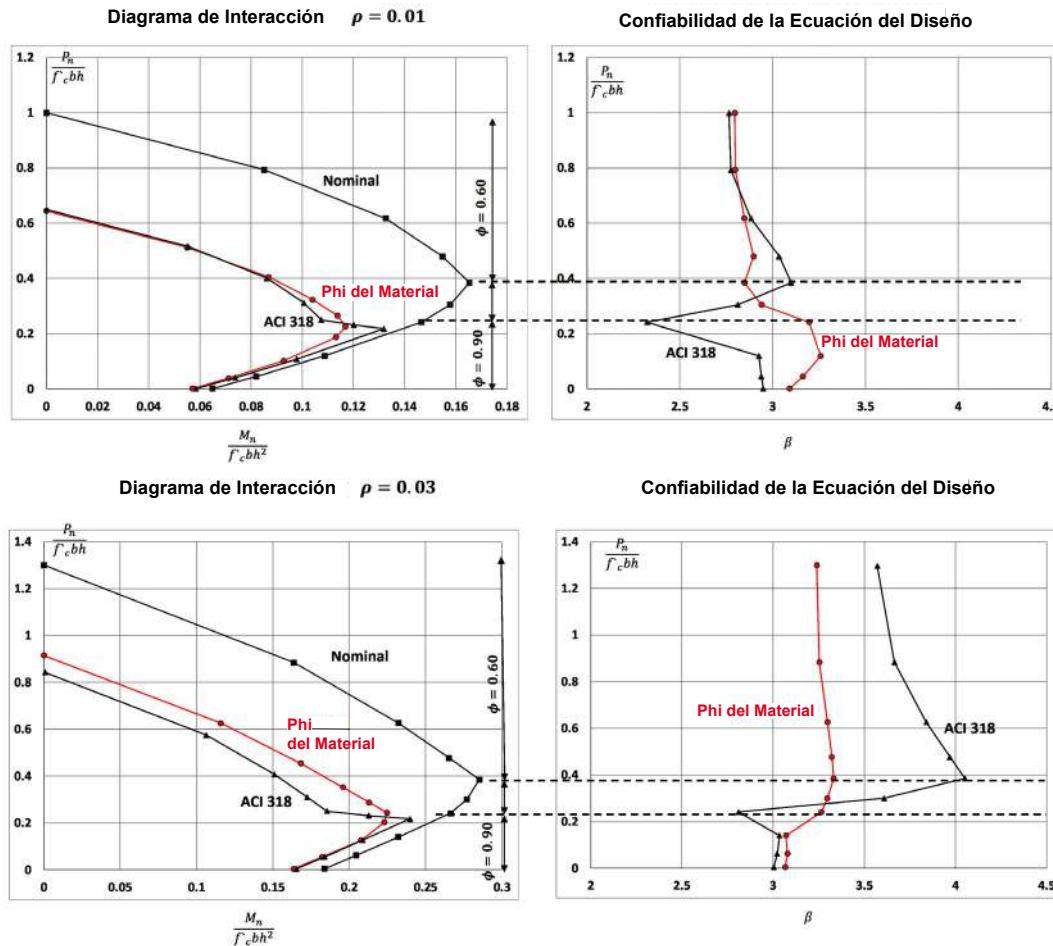


Fig. 2 Diagramas de interacción e índice de confiabilidad usando el ACI 318-19 (2022) y los factores de reducción por material ϕ para columnas con cuantías del 1 y 3%. Para los factores de reducción por material se utilizaron $c = 0.60$ para el concreto y $s = 0.90$ para el acero de refuerzo

El valor de $c = 0.60$ fue seleccionado en la Figura 2 de tal manera que las resistencias de diseño obtenidas con los factores de reducción por material se encuentren cercanas a las obtenidas con el actual reglamento ACI 318, ilustrando también como se pueden calibrar la resistencia de la sección y la confiabilidad. Para el análisis de confiabilidad se utilizaron los valores estadísticos de cargas y resistencias dados en la Tabla 1 de Israel et al (1987).

Dos observaciones importantes se deducen de la Figura 2. Primero, el factor de reducción único actualmente utilizado por el ACI 318 produce una gran variación de la confiabilidad en la

zona de transición del diagrama de interacción produciendo una menor confiabilidad, es decir un diseño menos seguro, cerca de la falla balanceada. Segundo, la confiabilidad debería permanecer aproximadamente constante con diferentes cuantías de acero y con diferentes excentricidades. Sin embargo, el uso de un factor de reducción único conduce a una gran variación de la confiabilidad con el cambio de esas variables mientras que el uso de factores de reducción por material ϕ muestra una confiabilidad mucho más uniforme para todos los valores de cuantías y de excentricidades de la carga.

Elemento y tipo de falla	ϕ_s	ϕ_c
Vigas, losas, columnas, tabiques, diafragmas y uniones:		
Acero de refuerzo	0.90	-
Concreto:		
No confinado – ACI 318 actual		0.65
No confinado – por compatibilidad con ACI 318 actual	-	0.60
Confinado – Espiral – ACI 318 actual		0.75
Confinado - por compatibilidad con ACI 318 actual		0.70
Corte y torsión:		
Concreto “in-situ”	0.90	0.65
Elementos fabricados en planta	0.90	0.75
Apoyos		0.65
Zonas de anclaje postensadas	0.90	0.85
Ménsulas cortas	0.90	0.75
Bielas, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el Capítulo 23	0.75	0.75
Componentes de uniones de elementos prefabricados controlados por fluencia de elementos de acero en tracción	0.90	0.75
Concreto simple	-	0.65
Anclajes de acuerdo con el Capítulo 17	0.90	0.45 a 0.75
Corte por fricción	0.75	-
Fundaciones profundas	-	Tabla 13.4.3.2
Uniones de acuerdo con el Capítulo 15	0.90	0.75

Tabla 1: Resumen de valores de factores ϕ por material actuales y sugeridos en ACI 318

Corte y torsión

Los factores de reducción por material ϕ también resuelven problemas de las ecuaciones de diseño de corte y de torsión del ACI 318. La resistencia al corte en el ACI 318 está calculada a partir de sus dos componentes, una contribución del concreto y una contribución del acero. Los factores de reducción por material reemplazan el coeficiente de reducción único con un factor que se aplica a cada componente. Por lo tanto, la ecuación de la resistencia de diseño pasa de

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \text{ a } \phi V_n = (\phi_c V_c + \phi_s V_s).$$

Cuando hace algún tiempo el factor para el diseño al corte del ACI 318 fue reducido de 0.85 a 0.75 se planteó la preocupación de que esta reducción no haya sido demasiado grande, particularmente para secciones con armadura de corte. Los factores de reducción por material resuelven esta preocupación ya que permiten que la resistencia al corte total se incrementa a

medida que se incrementa el volumen de estribos sin comprometer la resistencia de secciones sin armadura de corte.

La Figura 3 muestra, a la izquierda, la diferencia en la resistencia de diseño de una viga de 40 cm de ancho y 60 cm de alto con un concreto $f'_c = 27$ MPa, acero $f_y = 420$ MPa y estribos de 12 mm de diámetro separados por la distancia máxima reglamentaria, $d/2$. La resistencia al corte del concreto surge de mayor valor entre $0.17\sqrt{f'_c} b_w d$ y V_c calculado considerando la cuantía de armadura longitudinal de acuerdo con lo especificado por el ACI 318-19(2022). Los factores de reducción son $\phi = 0.75$ para el ACI 318 y $\phi_c = 0.65$ y $\phi_s = 0.90$ para los factores de reducción por material. Utilizando estos últimos se obtiene un 4% de incremento en la resistencia de diseño en relación con el ACI 318 para los datos del ejemplo analizado. La misma armadura de corte con un concreto de 55 MPa no resulta tampoco en cambios apreciables de la resistencia de diseño entre ambos métodos como se puede apreciar en la Figura 3.

El máximo incremento en la resistencia al corte de diseño usando factores de reducción por material ocurre cuando se utiliza acero de alta resistencia para los estribos en combinación con hormigones de baja resistencia. En la resistencia de diseño de secciones sin armadura de corte no hay diferencias entre ambos métodos.

La utilización de factores de reducción ϕ por material produce otros beneficios en el diseño por corte. Un factor de reducción para el concreto $\phi_c=0.65$ refleja la mayor variabilidad del aporte del concreto a la resistencia al corte y promueve la utilización de armadura de corte. Por otro lado, un factor de reducción más elevado, por ejemplo $\phi_c=0.75$, podría especificarse para elementos fabricados en planta donde las condiciones de control de calidad justifiquen factores de reducción más altos.

Los factores de reducción por material ϕ en las ecuaciones de diseño al corte podrían calibrarse utilizando las bases de datos existentes. El único recaudo que debería tomarse es que los especímenes de ensayo de la base de datos satisfagan los requerimientos del ACI 318. Esta limitación es necesaria ya que los ensayos al corte son diseñados muchas veces para ser realizados sobre vigas sobre reforzadas o fuera de reglamento justamente para inducir una falla por corte.

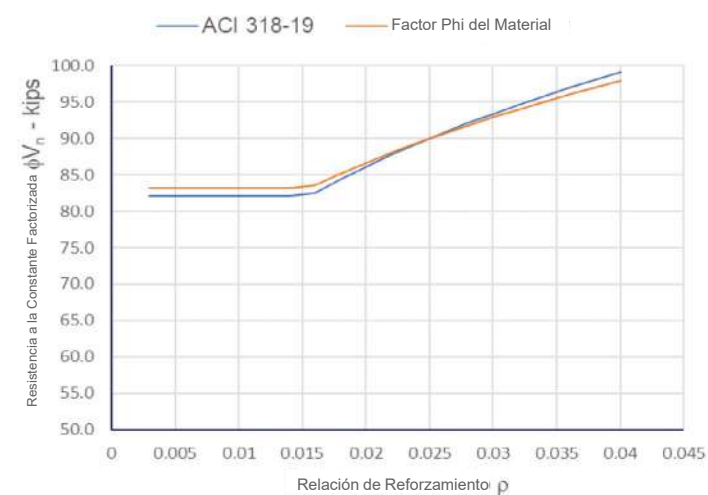
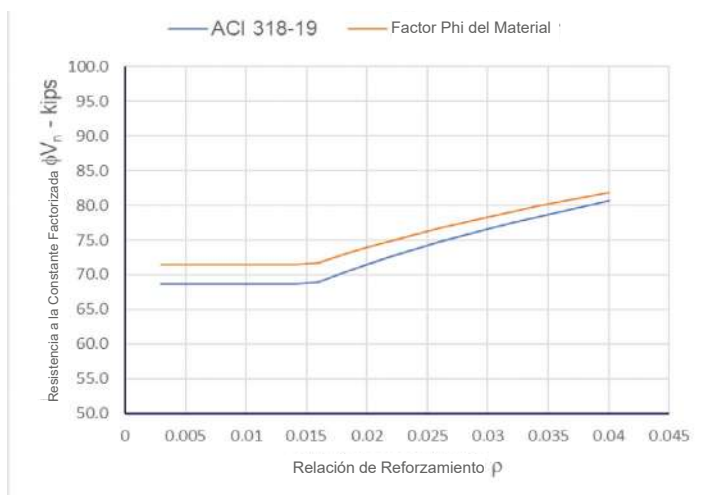


Fig. 3 Resistencia al corte de diseño utilizando ACI 318-19 y coeficientes de reducción por material. a) $f'c = 27$ MPa, $f_y=420$ MPa; b) $f'c = 55$ MPa, $f_y=420$ MPa

Flexión

La resistencia nominal a la flexión en una sección controlada por tracción es

$$\frac{M_n}{bd^2} = \rho f_y \left(1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right)$$

Multiplicando esta resistencia nominal por el factor de reducción que especifica el ACI 318 se obtiene la resistencia de diseño

$$\phi \frac{M_n}{bd^2} = \phi \rho f_y \left(1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right)$$

Esta ecuación proporciona el momento de diseño hasta la cuantía de falla balanceada. En el diseño por flexión, la cuantía de la falla balanceada es importante ya que es la cuantía que produce el mismo momento flector usando la ecuación correspondiente a una sección controlada por tracción y la ecuación para una sección controlada por compresión.

El término f_y/f'_c de la ecuación aparece también cuando se determina la cuantía de falla balanceada. Si agregamos en la ecuación correspondiente a la cuantía de falla balanceada los factores de reducción por material se obtiene la siguiente cuantía de falla balanceada modificada:

$$\rho_{bal\phi} = 0.85 \beta_1 \frac{\phi_c f'_c \epsilon_u}{\phi_s f_y \epsilon_u + \epsilon_y}$$

Debido a que ϕ_s es más grande que c el valor de $\rho_{bal\phi}$ es menor que el valor nominal de la cuantía balanceada ρ_{bal} . Permutando la ecuación correspondiente a una sección controlada por tracción a una controlada por compresión a partir de $\rho_{bal\phi}$, la utilización de factores de reducción por material proporciona una transición suave

de la resistencia de diseño para todo el rango de cuantías. Por otra parte, limita la máxima cuantía para ser una sección controlada por tracción (y de allí asegurando una ductilidad mínima) a un valor aproximadamente igual a $0.75 \rho_{bal}$.

Debido a que f_y/f_c aparece en la ecuación para secciones controladas por tracción, los factores de reducción por material deben aplicarse tanto en el numerador como en el denominador obteniéndose la siguiente ecuación para la resistencia de diseño:

$$\phi \frac{M_n}{bd^2} = \phi_s \rho f_y \left(1 - 0.59 \frac{\rho \phi_s f_y}{\phi_c f_c'} \right)$$

Una situación similar es obtenida utilizando factores de reducción por material en secciones controladas por compresión. Utilizando las ecuaciones de libros de texto⁷ para el bloque de tensiones de compresión equivalente en las secciones controladas por compresión se obtienen los siguientes parámetros para definir la profundidad del eje neutro $c=kd$:

$$m_\phi = \frac{E_s \varepsilon_u}{0.85 \beta_1 f_c}$$

y

$$k = \sqrt{\rho m_\phi + (\rho m_\phi / 2)^2} - \rho m_\phi / 2$$

Para la cuantía de falla balanceada y para cuantías mayores, el momento de diseño se determina en base a la contribución del concreto por medio de la siguiente ecuación:

$$\phi \frac{M_n}{bd^2} = \phi_c 0.85 f_c' \beta_1 k \left(1 - \frac{\phi_s \beta_1 k}{\phi_c 2} \right)$$

donde d es la distancia de la fibra extrema en compresión al baricentro de la armadura longitudinal, c es la profundidad del eje neutro para una sección controlada por compresión, $k=c/d$ y β_1 es un factor que convierte la profundidad del eje neutro c a la profundidad del bloque de compresión rectangular equivalente.

La Figura 4 muestra la resistencia nominal a la flexión y las resistencias de diseño de acuerdo con el ACI 318 y con los factores de reducción por material ϕ propuesta en este trabajo.

La utilización de factores de reducción por material ϕ en flexión proporciona además una metodología de diseño consistente con la de columnas explicadas precedentemente. La ecuación del momento flector de diseño resulta ligeramente más conservadora que el actual ACI 318 en una sección controlada por tracción a medida que la cuantía de armadura se incrementa. Por otra parte, es ligeramente

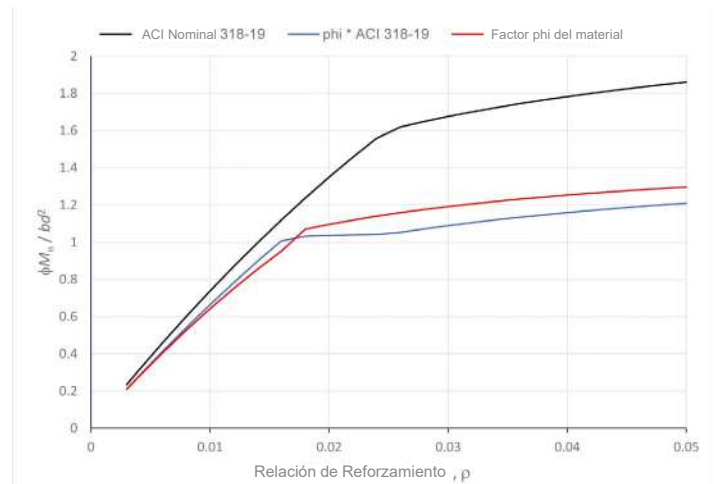


Fig. 4 Resistencia a la flexión en función de la cuantía de una sección rectangular de concreto con $f_c' = 40$ MPa and $f_y = 550$ MPa

menos conservadora (menos del 10%) en una sección controlada por compresión. La cuantía de falla balanceada modificada por los factores de reducción parciales limita la sección controlada por tracción a una cuantía máxima entre 0.75 y 0.76 de la cuantía de falla balanceada nominal. Esto ubica dicho límite para el diseño de secciones controladas por tracción en un alineamiento directo con versiones anteriores del reglamento. Los factores de reducción por material eliminan la necesidad de definir una zona de transición artificial entre las regiones controladas por tracción y por compresión. De esta forma, la metodología con factores parciales elimina también la zona no utilizada en los alrededores del 0.003 de deformación que origina la metodología unificada para aceros de refuerzo con resistencia de fluencia nominal mayor a 420 MPa.

El sistema de factores de reducción por material ϕ es también adecuado para secciones T y para secciones pretensadas. En una sección T, el bloque de compresión suele encontrarse totalmente contenido dentro del ala. Por lo tanto, un pequeño incremento en la profundidad del eje neutro tiene un impacto mínimo sobre la resistencia de diseño. Las secciones de concreto pretensado se pueden continuar calculando mediante compatibilidad de deformaciones, o bien, utilizando la ecuación aproximada para la tensión en el tendón dada en el reglamento. Los factores de reducción por material ϕ se podrían luego aplicar a las correspondientes contribuciones a la resistencia de cada material y a los cálculos de la profundidad del eje neutro y del bloque de compresión. Las cuantías de falla

balanceada y de falla balanceada modificada por los coeficientes parciales podrían ser calculadas en base a una deformación de fluencia equivalente del 0.002 tal como fuera sugerido por Mast (1992)⁴.

Otros elementos

La Tabla 1 resume los factores de reducción de resistencia actuales y los sugeridos. Sujetos a un análisis de confiabilidad más refinado, estos valores conducen a aproximadamente los mismos valores de resistencia de diseño utilizando una u otra metodología. Una excepción está constituida por la ecuación de diseño para el corte por fricción. La fuerza normal en los cálculos del corte por fricción está basada en la resistencia del acero, pero la falla por corte se explica por la resistencia del concreto. Sin embargo, la resistencia del concreto no está incluida explícitamente en la ecuación del corte por fricción, sino que aparece un coeficiente de fricción. Por lo tanto, ϕ_c debería ser aplicada a la ecuación de la resistencia de diseño al corte por fricción y ϕ_s a la contribución del acero.

Conclusiones

El ACI 318 ya utiliza actualmente factores de reducción por material ϕ . Expandir su uso para todas las secciones y elementos proporciona una metodología uniforme para el cálculo de las resistencias de diseño, resuelve varios inconvenientes en las especificaciones actuales del reglamento incluyendo la injustificable “nariz” en los diagramas de interacción, elimina la necesidad de determinar la deformación de la fibra más traccionada en el diseño y elimina la zona “muerta” creada por la metodología de diseño unificado en la zona de transición para aceros de mayor resistencia. Por otra parte, la utilización de factores de reducción por material implica una cuantía máxima igual a 0.75 veces la cuantía de falla balanceada para vigas.

Los factores de reducción por material deberían ser adoptados por el ACI 318. La calibración de estos factores puede mejorar aún más la confiabilidad de la resistencia de diseño del reglamento. Esta calibración se recomienda también como parte del proceso de adopción de la metodología de factores parciales. Sin embargo, y aún sin una calibración más detallada, el uso de los factores de reducción ϕ de la Tabla 1 conducen a resistencias de diseño aproximadamente equivalentes a las del reglamento actual.

Referencias

1. Israel, M., Ellingwood, B., and Corotis, R., 1987, “Reliability-Based Code Formulations for Reinforced Concrete Buildings,” J. Struct. Eng., v. 113, n. 10, Oct., pp 2235-2252.
2. Gamble, W. L., 1998, “N-Factors and Other Anomalies,” Concrete International, Dec. pp 56-58.
3. Gamble, W. L., 2015, “Phi Factors Revisited,” Concrete International, Dec. pp 35-38.
4. ACI 318-19, 2019, Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI, Farmington Hills, MI, 623 pg.
5. Mast, R. F. 1992, “Unified Design Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members,” ACI Structural Journal, v. 89, n. 2, March April, pp 185-199.
6. Lequesne, R. D., and Pincheira, J. A., 2014, “Proposed Revisions to Strength Reduction Factor for Axially Loaded Members,” Concrete International, September, pp. 43-49.
7. Darwin, D. and Dolan, C. W., 2021, Design of Concrete Structures, 16th, ed., McGraw Hill, NY, NY, 864 pg.



Charles W. Dolan, ACI Honorary Member, es H.T. Person Profesor Emérito de la Universidad de Wyoming, Laramie, WY, USA y co-autor de "Desing of Concrete Structures". Ha sido miembro y Chair del Comité de Actividades Técnicas del ACI y ha sido miembro del Comité ACI 318 y del Comité conjunto ACI-ASCE 423 de Concreto Pretensado.



Raul D. Bertero, FACI, es presidente del Capítulo Argentino del ACI, Vice-decano y Profesor Titular Plenario de la Universidad de Buenos Aires, Buenos Aires, Argentina, donde está a cargo de los cursos de Mecánica del Sólido, Dinámica de Estructuras, Diseño Sísmico y Seguridad Estructural. Actualmente es miembro del ACI International Advisory Committee y de varios subcomités del ACI 318.

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo de Argentina

Título: Expandiendo el uso de factores ϕ por material



*Traductor, Revisor Técnico y
Co-autor:
Dr. Raúl Bertero*