

Column Bond-Splitting Failures

Updates to ACI CODE-318-25, Section 18.7.4.3

by Saman A. Abdullah, Miki Mori, and John W. Wallace

Due to potential yielding at both ends of a column subject to risk-targeted maximum considered earthquake ground motion (MCE_R) demands,¹ columns should be detailed such that they can achieve plastic chord rotations of at least 0.03 prior to significant strength loss.² Column testing³ to support the adoption of Grade 80 and 100 reinforcements in ACI CODE-318-19,⁴ as well as prior column testing,⁵ has indicated that bond-splitting failures could occur prior to achieving chord rotations of 0.03.

Bond-splitting behavior under cyclic loading is affected by many factors,⁶ including loading history, deformation demands, and parameters that affect development length ℓ_d calculated from Eq. (25.4.2.4a) in ACI CODE-318-19. In ACI CODE-318-19, bond splitting is addressed in the ℓ_d provisions in Section 25.4.2.4 by the term $(c_b + K_{tr})/d_b$, which cannot be greater than 2.5 because bond-splitting failures transition to pullout failures at approximately this limit. (Note: c_b is the lesser of: (a) the distance from center of a bar or wire to the nearest concrete surface, and (b) one-half the center-to-center spacing of bars being developed; K_{tr} is the transverse reinforcement index calculated from Eq. (25.4.2.4b) in

ACI CODE-318-19; and d_b is the nominal diameter of longitudinal bar.)

In moment frames subjected to earthquake loading, significant yielding could potentially occur at both ends of a column.¹ This condition is depicted in Fig. 1 and results in large bond demands over the column height. The bond demands are exacerbated for shorter columns reinforced with large-diameter bars with high yield strengths. To address this potential issue, in part due to the inclusion of high-grade reinforcement in ACI CODE-318-19, a new provision was adopted to control bond-splitting failures in columns of special moment frames in Section 18.7.4.3 to require that column longitudinal reinforcement be selected such that $1.25\ell_d \leq \ell_u/2$ over the clear height of the column, where ℓ_u is the unsupported length of column or clear length of beam. This provision could also apply to columns that are not designated as part of the seismic-force-resisting system because Section 18.14.3.3 requires that Section 18.7.4.3 be satisfied; however, given the large number of possible configurations (or conditions) for these types of columns, this topic is not addressed in this article.

In some applications (for example, mid-rise parking structures), engineers have found that the only way to satisfy this provision is to use many small-diameter bars (to reduce ℓ_d) such that the use of special moment frames is no longer practical due to congestion (particularly at locations where column bars are spliced). For example, in an eight-story parking structure, an 18 x 30 in. column designed according to ACI CODE-318-14⁸ required 18 No. 11 Grade 80 longitudinal bars. However, 30 No. 8 Grade 80 longitudinal bars were required per ACI CODE-318-19, Section 25.4.2.4, to calculate ℓ_d with

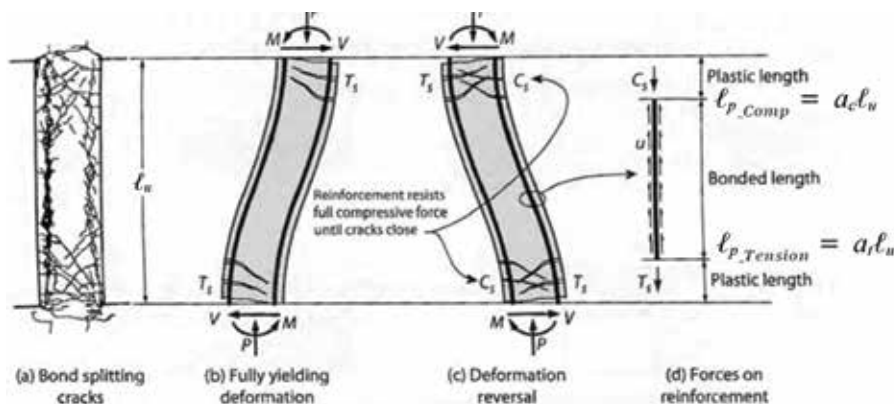


Fig. 1: Actions leading to bond splitting cracks along column longitudinal bars (based on References 5 and 7)

$(c_b + K_{tr})/d_b = 2.5$. It is noted that it is common in special moment frames and gravity columns (per Section 18.14.3.3) that the term $(c_b + K_{tr})/d_b$ reaches the limit of 2.5, so transverse reinforcement cannot be increased to reduce ℓ_d . Also, increasing the concrete strength might not be an option because, in most modern designs, concrete strengths of 8 to 10 ksi are common, ℓ_d is proportional to $\sqrt{f'_c}$, and compressive strength f'_c is limited to 10,000 psi for the calculation of ℓ_d . Finally, given that ℓ_d is significantly greater for Grade 80 and 100 bars, the bond-splitting requirement of Section 18.7.4.3 can limit the use of high-grade reinforcing bars.

To enable a comprehensive study of factors that influence bond-splitting behavior, the existing literature was reviewed to identify relevant test data. Based on this review, a database of 79 column and beam tests was compiled and studied to develop an alternative provision for bond splitting—a provision that was adopted in Section 18.7.4.3 of ACI CODE-318-25.⁹ Details of this study are summarized in the following sections.

Literature Review and Data Set

A data set of 79 test specimens (15 columns and 64 beams) was assembled. The data were primarily from tests conducted in Japan (Ishitobi et al.,¹⁰ Senda et al.,¹¹ Tanaka et al.,¹² Nagai et al.,¹³ Takimi and Eto,¹⁴ Wakabayashi and Minami,¹⁵ and Oribe et al.¹⁶); however, several relevant studies were also conducted in the United States (for example, Sokoli and Ghannoum³ and Abdullah et al.¹⁷). Test specimen material properties (Fig. 2) generally ranged from 60 to 120 ksi for yield stress f_y of longitudinal reinforcement and 3 to 9 ksi for f'_c . Longitudinal bar diameters for the tests ranged from No. 4 to No. 10 (0.5 to 1.27 in.). For the column specimens, the axial load ratios ranged from 0.09 to 0.36 $A_g f'_c$ with a mean of

0.23 $A_g f'_c$ where A_g is the total cross-sectional area of column or beam. All specimens were tested in a double curvature testing configuration, with shear span ratios ℓ_n/h ranging from 2.0 to 4.67, with a mean of 3.6, where ℓ_n is the clear span measured face-to-face of supports and h is the member thickness, height, or depth. Figure 2 indicates failure modes in relation to material strengths. Observed failure modes included: 1) flexure failure (involving concrete crushing, for example, flexural compression failure); 2) shear failure (diagonal tension failure); 3) flexure-shear failure (flexural yielding following by diagonal tension failure); 4) bond splitting (without flexural yielding); and 5) flexure-bond splitting (flexural yielding followed by bond splitting failure).

Data Analysis and Evaluation of ACI CODE-318-19, Section 18.7.4.3

The test data were used to evaluate the influence of $(\ell_u/2)/\ell_d$ on failure mode and column deformation capacity as well as to assess if alternative approaches—for example, quantity of transverse reinforcement provided—could be used to address concerns related to bond splitting. Initially, test results from three different studies with companion tests were reviewed, and then trends from the entire data set were studied. Values of ℓ_d and K_{tr} were calculated based on ACI CODE-318-19, Eq. (25.4.2.4a), using nominal (specified) material strengths, and Eq. (25.4.2.4b), respectively.

Companion specimens

Results from three companion tests from Ishitobi et al.¹⁰ were reviewed. In these tests, the primary test variable was the amount of transverse reinforcement, which was quantified using the ACI CODE-318-19 term K_{tr} . All three specimens had the same $(\ell_u/2)/\ell_d$ of 1.2, which is only slightly less than the value of 1.25 that is required by ACI CODE-318-19, Section 18.7.4.3. Results presented in Fig. 3 indicate that $(c_b + K_{tr})/d_b$ significantly affected the observed failure mode. As $(c_b + K_{tr})/d_b$ increased from 2.5 to 3.4, the beam failure mode changed from bond splitting without flexural yielding to flexural yielding without bond failure, and the chord rotation at 20% strength loss approximately doubled. The results presented in Fig. 3 also suggest that the requirement in Section 18.7.4.3 of ACI CODE-318-19 may not prevent bond-splitting failures.

Similar results were observed from companion tests conducted by Tanaka et al.¹² and Nagai et al.,¹³ presented in Fig. 4 and 5, respectively. In both studies, bond-splitting failures were suppressed, and the deformation capacities at strength loss increased noticeably as $(c_b + K_{tr})/d_b$ increased by 0.8. Based on these observations, additional studies were conducted to consider if requirements related to $(c_b + K_{tr})/d_b$ could be used to address concerns related to bond splitting.

Entire data set

Figure 6 presents failure modes for all tests versus values of $(c_b + K_{tr})/d_b$ and $(\ell_u/2)/\ell_d$ and indicates that bond splitting

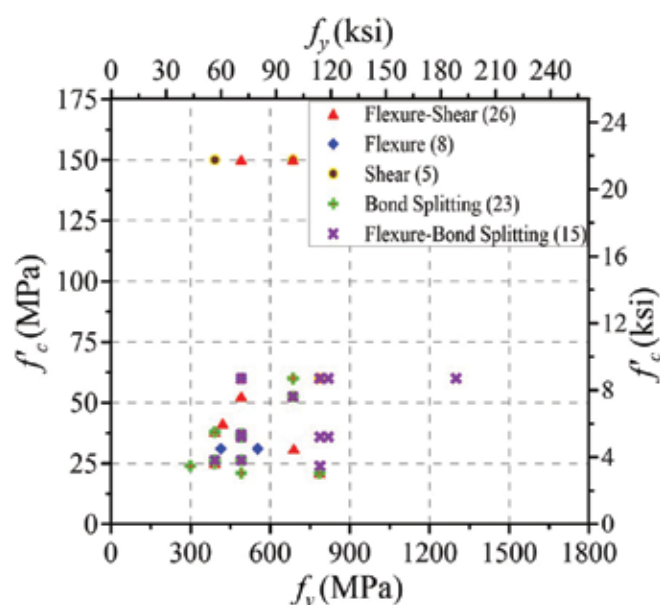


Fig. 2: Distribution of failure mode, concrete strength, and reinforcement yield strength of the test specimens in the database

without flexural yielding occurs for values of $(\ell_u/2)/\ell_d$ from 0.5 to 2.0. This observation suggests that the ACI CODE-318-19 requirement that $1.25\ell_d \leq \ell_u/2$, by itself, will not prevent brittle bond-splitting failures. Results presented in Fig. 6 also indicate that bond-splitting failures with flexural yielding occur for $(c_b+K_{tr})/d_b < 3.5$; however, flexural yielding (with or without bond splitting) occurs for values of $(c_b+K_{tr})/d_b \geq 3.5$.

Values of chord rotation of the test specimens at 20% lateral strength loss (rotation capacity) versus values of $(c_b+K_{tr})/d_b$ and $(\ell_u/2)/\ell_d$ indicate that there is a strong correlation between rotation capacity and $(c_b+K_{tr})/d_b$ (Fig. 7(a)), but only a mild correlation between rotation capacity and $(\ell_u/2)/\ell_d$ (Fig. 7(b)). Specimens with $(c_b+K_{tr})/d_b \geq 3.5$ have chord rotation values ≥ 0.03 , which is commonly used as a minimum acceptable level of rotation capacity for MCE_R demands obtained by multiplying the ASCE 7-16 story drift limit of 0.02 for Design Earthquake (DE) demands by 1.5.¹⁸ Therefore, the results presented in Fig. 7 suggest that an alternative approach to suppress bond splitting failures would be to require $(c_b+K_{tr})/d_b \geq 3.5$. It is noted that increasing $(c_b+K_{tr})/d_b$ by increasing K_{tr} also enhances flexural deformation capacity by improving concrete confinement, restraint against longitudinal reinforcement buckling, and shear strength.

Values of c_b/d_b for minimum concrete cover of 1.5 in., No. 4 (0.5 in. diameter) hoops, and bar sizes from No. 8 to No. 11 (1.0 to 1.41 in.) range from 2.50 to 1.92 in., respectively. Therefore, in some cases, values of $(c_b+K_{tr})/d_b \geq 3.5$ could be achieved with only modest increases in concrete cover. However, results presented in Fig. 3 through 5 indicate that increased rotation capacity was achieved by increasing K_{tr}/d_b (because c_b/d_b is constant for all tests). In addition, prior studies^{6,19,20} indicate that additional transverse reinforcement is more effective in preventing bond deterioration under large inelastic demands than additional concrete cover. Therefore, in ACI CODE-318-25, a requirement that $K_{tr}/d_b \geq 1.2$ was

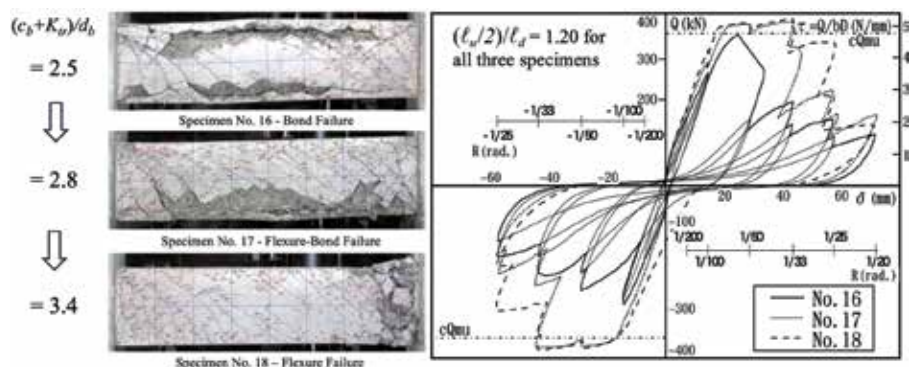


Fig. 3: Failure mode and load-deformation comparison of companion specimens tested by Ishitobi et al.¹⁰

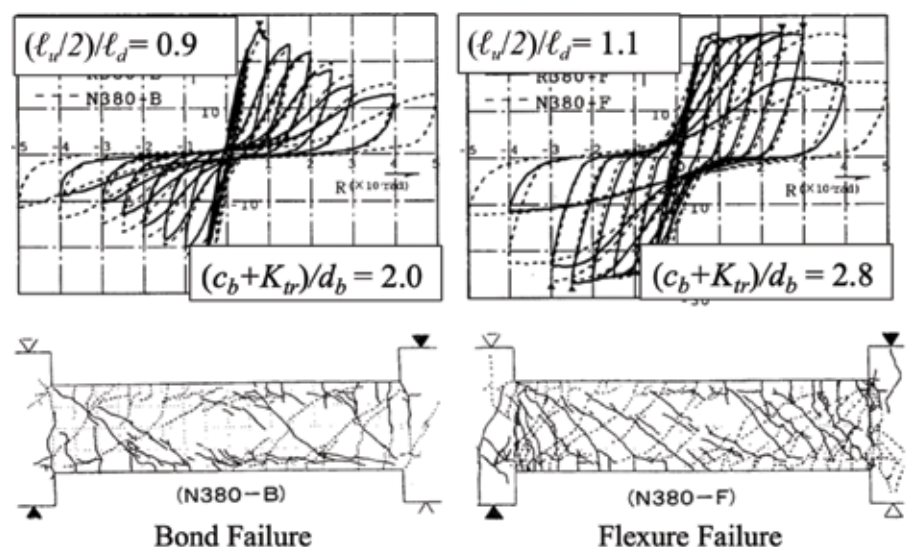


Fig. 4: Failure mode and load-deformation comparison of companion specimens tested by Tanaka et al.¹²

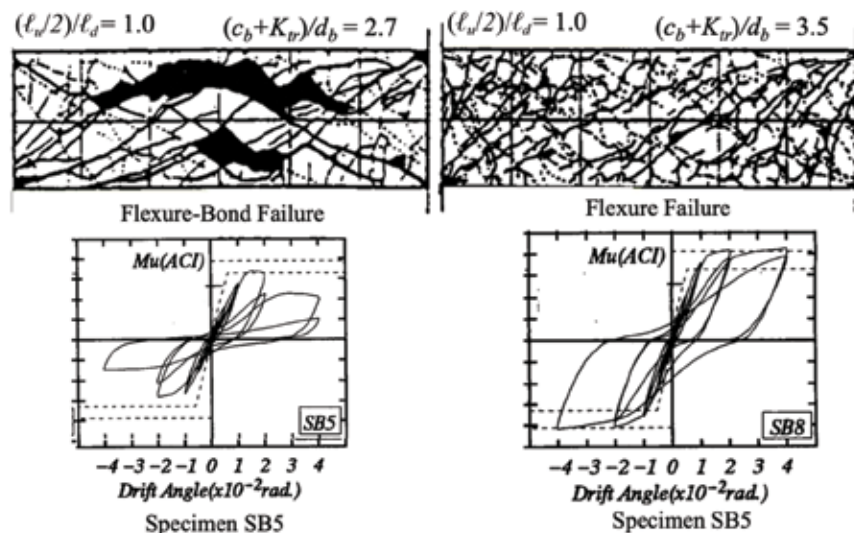


Fig. 5: Failure mode and load-deformation comparison of companion specimens tested by Nagai et al.¹³

adopted instead of using the term $(c_b + K_{tr})/d_b$ to suppress bond splitting failures and achieve chord rotation capacities of approximately 0.03 (Fig. 8).

Review of Columns from Existing Buildings

To assess the potential impact of requiring $K_{tr}/d_b \geq 1.2$ for special moment frame columns, a limited study was conducted using three different column configurations for columns designed according to ACI CODE-318-14 and ACI CODE-318-19, Section 18.7.4.3. The three column configurations were provided by West Coast structural engineering firms that indicated that satisfying ACI CODE-318-19 lead to constructability issues—for example, using a

large number of smaller-diameter longitudinal bars than were required for the ACI CODE-318-14 design.

The three column configurations consisted of: 1) a 40 x 36 in. column (with 28 No. 11 bars, No. 5 ties, and $\ell_u = 9.33$ ft) from a 34-story residential building; 2) an 18 x 30 in. column (with 18 No. 10 bars, No. 4 ties, and $\ell_u = 9.125$ ft) from an eight-story parking structure; and 3) a 24 x 48 in. column (with 14 No. 11 bars, No. 4 ties, and $\ell_u = 6.42$ ft) from a parking structure. Transverse reinforcement to satisfy ACI CODE-318-19, Section 18.7.5 (confinement and reinforcement bar buckling) and Section 18.7.6 (shear strength), requirements were evaluated over ℓ_o (the length, measured from joint face along axis of member, over which special transverse reinforcement must be provided) and ℓ_{us} , respectively.

To enable the determination of the column shear demand V_e for Section 18.7.6, various column axial load ratios were selected ($P_u = 0$ to $P_u = P_b$, the balanced axial load) to calculate the nominal moment capacity of the column M_{nc} , whereas M_{nb} values for beams framing into the joint at the top and bottom of the column were selected such that $\sum M_{nb} = (5/6) \sum M_{nc}$ and $\sum M_{nb} = (1.0/1.4) \sum M_{nc}$. The value of $(5/6)$ is based on the minimum required column flexural strength (ACI CODE-318-19, Section 18.7.3.2), whereas the second value $(1.0/1.4)$ is used to consider weaker beams, which will produce a lower value of required K_{tr} . For each case, the probable moment capacity of the beam $M_{pr,b}$ and the design shear force for load combinations including earthquake effects V_e are calculated as $1.25M_{nb}$ and $2M_{pr,b}/\ell_u$, respectively, to determine the required transverse reinforcement over ℓ_o (ACI 318-19 CODE, Section 18.7.6.2) measured from joint face along axis of member, and between the ℓ_o regions (ACI 318-19 CODE, Section 18.7.6.1) to achieve the nominal shear strength $\phi V_n \geq V_e$ using ACI

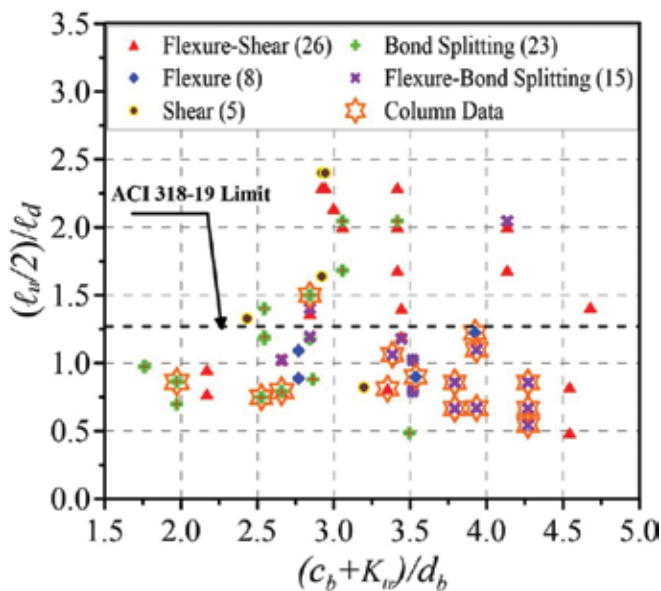


Fig. 6: Variation of failure mode versus $(c_b + K_{tr})/d_b$ and $(\ell_u/2)/\ell_d$

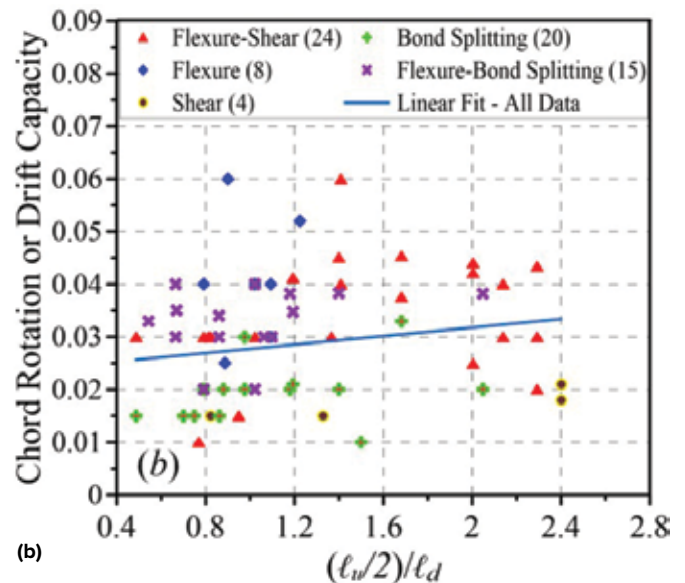
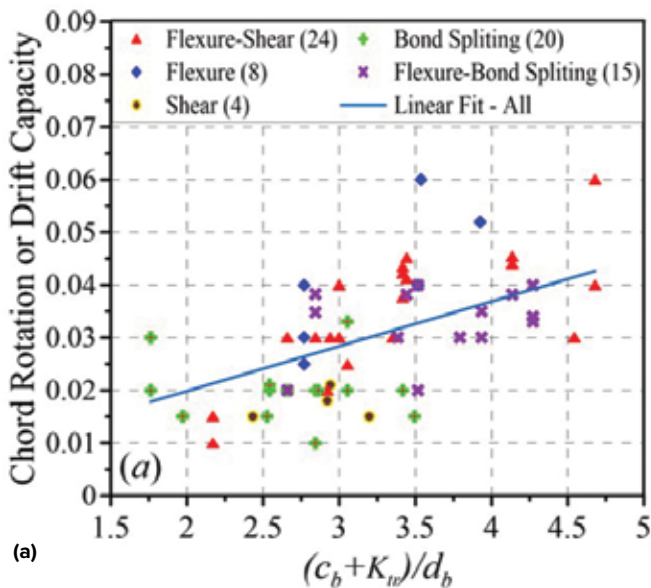


Fig. 7: Impact of: (a) $(c_b + K_{tr})/d_b$; and (b) $(\ell_u/2)/\ell_d$ on chord rotation capacity

CODE 318-19, Section 22.5. Then the transverse reinforcement required to satisfy ACI CODE 318-19, Section 18.7.5 over ℓ_o was determined. The resulting values of K_{tr}/d_b are plotted in Fig. 9 and indicate that minimum values of K_{tr}/d_b for the three column configurations investigated satisfy or nearly satisfy the proposed requirement that $K_{tr}/d_b \geq 1.2$. This limited study indicates that achieving $K_{tr}/d_b \geq 1.2$ is not likely to require more (or significantly more) transverse reinforcement than is already being provided for special moment frame columns.

Conclusions and Recommendations

Beam and column test results were reviewed to evaluate the ACI CODE-318-19, Section 18.7.4.3, requirements for bond-splitting behavior in special moment frame columns and to investigate test variables that influence bond-splitting behavior. Observations and recommendations based on the review and data analysis include:

- The requirement of ACI CODE-318-19, Section 18.7.4.3, generally results in column designs with a large number of smaller-diameter longitudinal bars, which might cause constructability issues and limit the use of Grade 80 and 100 bars;
- The requirement of ACI CODE-318-19, Section 18.7.4.3, that $1.25\ell_d \leq \ell_u/2$ does not preclude bond-splitting failures in beams and columns;
- The term $(c_b + K_{tr})/d_b$ has a significant influence on bond-splitting behavior and, for values of $(c_b + K_{tr})/d_b \geq 3.5$, bond-splitting failures are generally suppressed prior to reaching chord rotation values of at least 0.03. However, to prioritize transverse reinforcement over concrete cover or bar spacing, instead of requiring $(c_b + K_{tr})/d_b \geq 3.5$, a value of $K_{tr} \geq 1.2d_b$ is used in ACI CODE-318-25, Section 18.7.4.3; and
- Existing requirements in Sections 18.7.5 and 18.7.6 for special moment frames and gravity frame detailing requirements in Section 18.14.3.3 are likely to result in values of $K_{tr} \geq 1.2d_b$.

Section 18.7.4.3 update

ACI CODE-318-25, Section 18.7.4.3, states:

“Over column clear height, either (a) or (b) shall be satisfied:

- Longitudinal reinforcement shall be selected such that $1.25\ell_d \leq \ell_u/2$.
- Transverse reinforcement shall be selected such that $K_{tr} \geq 1.2d_b$.”

While the Commentary Section R18.7.4.3 explains:

“Bond splitting failure along longitudinal bars within the clear column height may occur under earthquake demands (Ichinose 1995^[5]; Sokoli and Ghannoum 2016^[3]).

Splitting can be controlled by restricting longitudinal bar size, increasing the amount of transverse reinforcement, or increasing concrete strength, all of which reduce the development length of longitudinal bars (ℓ_d) over column clear height ℓ_u .”

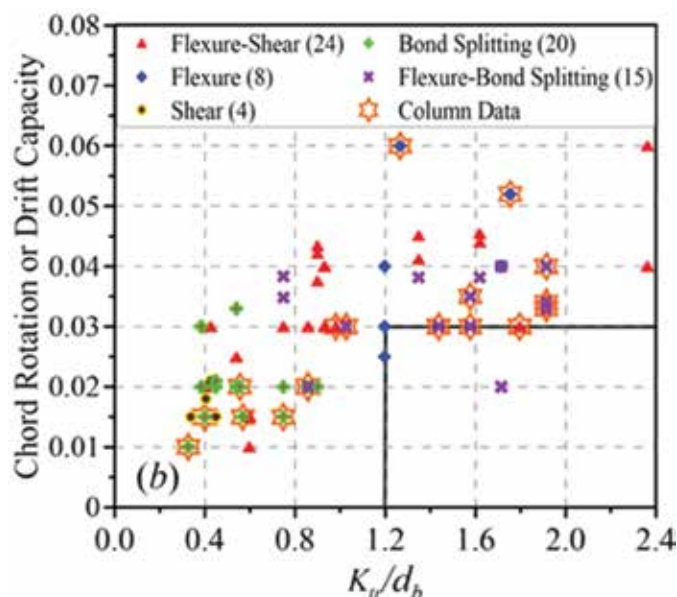


Fig. 8: Correlation of K_{tr}/d_b with $(c_b + K_{tr})/d_b$ and chord rotation or drift capacity

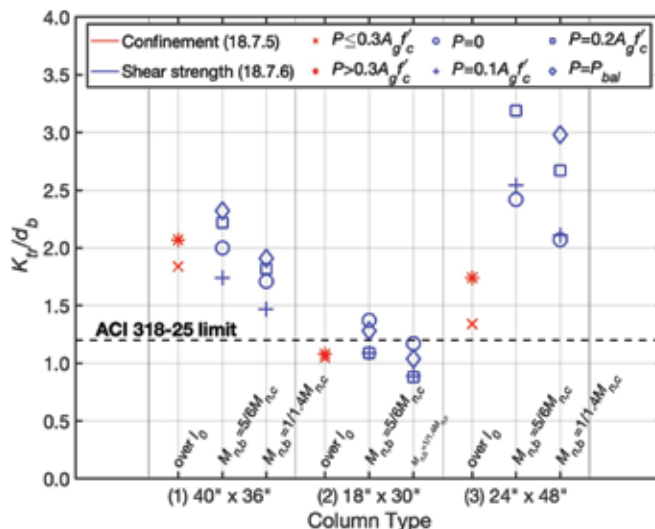


Fig. 9: Comparison of K_{tr}/d_b for three columns of existing buildings

Example calculations of K_{tr}

The term $(c_b + K_{tr})/d_b$ was introduced into ACI CODE-318-95²¹ based on the study conducted by Orangun et al.¹⁹ According to Orangun et al.,¹⁹ K_{tr} should be calculated for a splitting plane defined by the layer of flexural tension bars farthest from the extreme flexural compression fiber. Values of K_{tr} calculated according to ACI CODE-318-19 are given in Fig. 10 for two examples, a column from an existing building provided by West Coast structural engineering firms (Fig. 10(a)) and a beam test specimen (Fig. 10(b)) from Ishitobi et al.¹⁰ In general, both horizontal and vertical splitting planes need to be evaluated; however, in most cases, the horizontal splitting plane controls and results in the minimum value of K_{tr} and a longer development length ℓ_d .

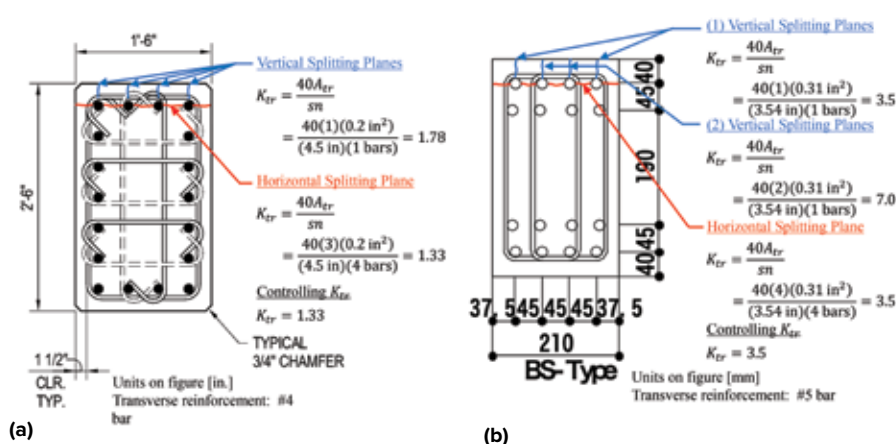


Fig. 10: Example calculations of K_{tr} : (a) column from existing building; and (b) beam test specimen from Ishitobi et al.¹⁰

Acknowledgment

The authors would like to thank members of ACI Subcommittee 318-H, Seismic Provisions, and ACI Committee 318, Structural Concrete Building Code, for providing thoughtful comments on the proposed approach. The work presented herein was influenced and improved by their feedback at various committee meetings.

References

- Haselton, C.B.; Leil, A.B.; Deierlein, G.G.; Dean, B.S.; and Chou, J.H., "Seismic Collapse Safety of Reinforced Concrete Buildings. I: Assessment of Ductile Moment Frames," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 137, No. 4, Sept. 2010.
- Elwood, K.J.; Maffei, J.M.; Riederer, K.A.; and Telleen, K., "Improving Column Confinement—Part 2: Proposed New Provisions for the ACI 318 Building Code," *Concrete International*, V. 31, No. 12, Dec. 2009, pp. 41-48.
- Sokoli, D., and Ghannoum, J., "High-Strength Reinforcement in Columns under High Shear Stresses," *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 3, May-June 2016, pp. 605-614.
- ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 624 pp.
- Ichinose, T., "Splitting Bond Failure of Columns under Seismic Action," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 5, Sept.-Oct. 1995, pp. 535-541.
- ACI Committee 408, "Report on Bond of Steel Reinforcing Bars Under Cyclic Loads (ACI PRC-408.2-12)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2012, 35 pp.
- Moehle, J., *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*, first edition, McGraw-Hill Education, 2015, 760 pp.
- ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 520 pp.
- ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete—Code Requirements and Commentary (ACI CODE-318-25)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2025, 699 pp.
- Ishitobi, N.; Hirano, N.; Nakano, K.; and Matsuzaki, I., "Experimental Study on the Structural Performance of RC Beams Using Multifunctional Artificial Aggregate," *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, V. 25, No. 2, 2003, pp. 451-456. (in Japanese)
- Senda, K.; Ishitobi, N.; Sugiyama, T.; and Matsuzaki, I., "Experimental Study on the Structural Performance of Ultra-High-Strength Concrete (150MPa Class) Beams," *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, V. 26, No. 2, 2004. (in Japanese)
- Tanaka, R.; Hatoyama, N.; Tadaki, Y.; Nishiura, N.; and Ohaga, Y., "A Study on RC Structures Used the Recycled Aggregate Concrete – Part I Experiments of Beams for Flexural, Shear, and Bond Failure," *The Architectural Institute of Japan's Journal of Structural and Construction Engineering*, No. 518, 1999, pp. 79-86. (in Japanese)
- Nagai, S.; Kato, T.; and Bessho, S., "Experimental Study of High-Rise RC Short Span Beams Using High-Strength Materials," *Proceedings of the Japan Society of Concrete Engineering*, V. 17, No. 2, 1995, pp. 583-588. (in Japanese)
- Takami, S., and Eto, H., "Experiments on the Bond Splitting and Fracture of Multi-Layer Reinforced Beams," *Annual Proceedings of the Society of Concrete Engineering*, V. 22, No. 3, 2000. (in Japanese)
- Wakabayashi, M., and Minami, K., "Elastic-Plastic Behaviors of Diagonally Reinforced Concrete Columns and Frames (Part 3)," *Annual Report of the Disaster Prevention Research Institute*, V. 26, No. B-1, 1983, pp. 263-275. (in Japanese)
- Oribe, Y.; Hibino, Y.; Ichinose, T.; Miyata, H.; Kaneko, K.; and Kusuha, F., "Evaluation of Ultimate Shear Strength of RC Members with High-Strength Shear Reinforcement Based on Establishment Condition of Truss Mechanism," *Proceedings of AIJ Chugoku Architectural Research Conference*, No. 44, 2021, pp. 81-84. (in Japanese)
- Abdullah, S.A.; Aswegan, K.; Klemencic, R.; and Wallace, J.W., "Seismic Performance of Concrete Coupling Beams Subjected to Prior Nonlinear Wind Demands," *Engineering Structures*, V. 268, Oct. 2022.
- ASCE/SE 7-16, "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures," American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2017, 800 pp.
- Orangun, C.O.; Jirsa, J.O.; and Breen, J.E., "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," *ACI Journal Proceedings*, V. 74, No. 3, Mar. 1977, pp. 114-122.
- Eligehausen, R., "Bond in Tensile Lapped Splices of Ribbed Bars with Straight Anchorages," *Publication 301*, German Institute for Reinforced Concrete, Berlin, Germany, 1979, 118 pp. (in German)
- ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1995, 369 pp.

Received and reviewed under Institute publication policies.



ACI member **Saman A. Abdullah** is a Lecturer in the Department of Civil Engineering, College of Engineering, at the University

of Sulaimani, Sulaymaniyah, Kurdistan, Iraq. He is a member of ACI Committee 374, Performance-Based Seismic Design of Concrete Buildings, and ACI Subcommittees 318-H, Seismic Provisions, and 369-F, Retrofit. He also served on ACI Subcommittee 318-1W, Wind Provisions. His research interests include seismic and wind design of concrete structures and laboratory testing.



ACI member **Miki Mori** is a PhD Student in Structural/Earthquake Engineering in the Department of Civil and Environmental Engineering,

University of California, Los Angeles (UCLA), Los Angeles, CA, USA. She has received her BE from Keio University, Yokohama, Japan, and her ME from the University of Tokyo, Tokyo, Japan. Her research interests include functional recovery design, post-earthquake damage assessments, and structural health monitoring.



John W. Wallace, FACI, is a Distinguished Professor of civil engineering at UCLA. He is the former Chair of ACI Subcommittee 318-H, Seismic

Provisions, and a member of ACI Committees 318, Structural Concrete Building Code; 369, Seismic Repair and Rehabilitation; and 374, Performance-Based Seismic Design of Concrete Buildings. His research interests include the response and design of buildings and bridges to earthquake actions, laboratory and field testing of structural components and systems, and seismic structural health monitoring.



ACI Resource Centers – Southern California, Chicago/Midwest, and Mid-Atlantic

Helping meet the increasing need for ACI knowledge through hands-on training, educational offerings, and on-demand access to ACI Certification programs. Designed for the trades, contractors, inspectors, designers, and engineers, ACI Resource Centers are a great fit for new-hire onboarding, employee education, and customer or member training.

Learn more at ACIResourceCenters.org



Resource Centers
Your place to advance

Fallas por fisuración longitudinal de adherencia en columnas

Actualizaciones al Código ACI-318-25, Sección 18.7.4.3

Por Saman A. Abdullah, Miki Mori y John W. Wallace

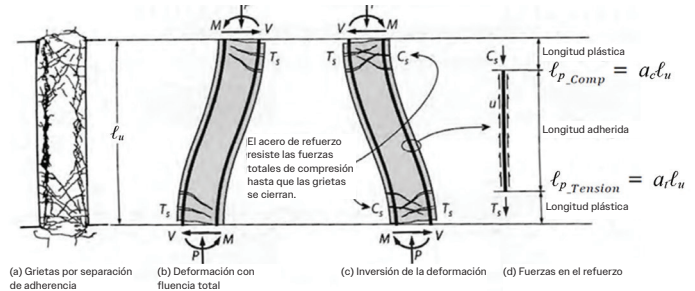


Fig. 1: Acciones que provocan grietas por separación de adherencia a lo largo de las barras longitudinales de la columna (basado en Referencias 5 y 7)

Debido a la posible fluencia en ambos extremos de una columna sujeta a demandas de movimiento del terreno correspondiente al sismo máximo considerado con base en el riesgo (MCE_R)¹, las columnas deben detallarse de manera que puedan lograr rotaciones plásticas del alma o núcleo de la columna de al menos 0.03 antes de una pérdida significativa de resistencia.² Las pruebas de columnas³ para respaldar la adopción de refuerzos de Grado 80 y 100 en el Código ACI-318-19⁴, así como las pruebas de columnas anteriores⁵, han indicado que podrían ocurrir fallas por adherencia antes de lograr rotaciones plásticas del alma o núcleo de la columna de 0.03.

Las fallas por esta fisuración longitudinal de adherencia bajo carga cíclica se ve afectado por muchos factores⁶, incluido el historial de carga, las demandas de deformación y los parámetros que afectan la longitud de desarrollo ℓ_d calculada a partir de la ecuación (25.4.2.4a) en el Código ACI-318-19. En el Código ACI-318-19, la ruptura de adherencia se aborda en las disposiciones ℓ_d de la Sección 25.4.2.4 mediante el término $(c_b + K_{tr})/d_b$, que no puede ser mayor que 2.5, ya que las fallas por adherencia se transforman en fallas por extracción aproximadamente en este límite. (Nota: c_b es el menor de los valores siguientes: (a) la distancia desde el centro de una barra o alambre hasta la superficie de concreto más cercana, y (b) la mitad de la separación entre centros de las barras que se están desarrollando; K_{tr} es el índice de refuerzo transversal calculado a partir de la ecuación (25.4.2.4b) en el Código ACI-318-19; y d_b es el diámetro nominal de la barra longitudinal).

En pórticos sometidos a momento por cargas sísmicas, podría producirse una fluencia significativa en ambos extremos de la columna¹. Esta condición se muestra en la Fig. 1 y genera grandes demandas de adherencia a lo largo de la altura de la columna. Estas demandas se agravan en columnas más cortas reforzadas con barras de gran diámetro y alta

resistencia a la fluencia. Para abordar este posible problema, en parte debido a la inclusión de refuerzo de alta calidad en el Código ACI-318-19, se adoptó una nueva disposición para controlar las fallas por separación de adherencia en columnas de pórticos sometidas a momentos especiales en la Sección 18.7.4.3, que exige que el refuerzo longitudinal de la columna se seleccione de manera que $1.25\ell_d \leq \ell_u/2$ sobre la altura libre de la columna, donde ℓ_u es la longitud sin soporte de la columna o la longitud libre de la viga. Esta disposición también podría aplicarse a columnas que no estén designadas como parte del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas, ya que la Sección 18.14.3.3 exige que se cumpla con la Sección 18.7.4.3. Sin embargo, dada la gran cantidad de configuraciones (o condiciones) posibles para este tipo de columnas, este tema no se aborda en este artículo.

En algunas aplicaciones (por ejemplo, estructuras de estacionamiento de mediana altura), los ingenieros han descubierto que la única manera de cumplir con esta disposición es usar muchas barras de diámetro pequeño (para reducir ℓ_d), de modo que el uso de pórticos especiales resistentes a momentos ya no es práctico debido a la congestión (particularmente en los puntos donde se empalman las barras de las columnas). Por ejemplo, en una estructura de estacionamiento de ocho pisos, una columna de 45 x 76 cm diseñada según el Código ACI-318-14⁸ requería 18 barras longitudinales N.º 11, Grado 80. Sin embargo, se requerían 30 barras longitudinales N.º 8, Grado 80 según el Código ACI-318-19, Sección 25.4.2.4, para calcular ℓ_d con $(c_b + K_{tr})/d_b = 2.5$. Se observa que es común en pórticos de momento especiales y columnas de gravedad (según la Sección 18.14.3.3) que el término $(c_b + K_{tr})/d_b$ alcance el límite de 2.5, por lo que no se puede aumentar el refuerzo transversal para reducir ℓ_d . Además, aumentar la resistencia del concreto podría no ser una opción,

ya que, en la mayoría de los diseños modernos, son comunes resistencias del concreto de 8 a 10 ksi, ℓ_d es proporcional a $\sqrt{f'_c}$ y la resistencia a la compresión f'_c está limitada a 10 000 psi para el cálculo de ℓ_d .

Finalmente, dado que ℓ_d es significativamente mayor para las barras de Grado 80 y 100, el requisito de ruptura de adherencia de la Sección 18.7.4.3 puede limitar el uso de barras de refuerzo de alta calidad.

Para permitir un estudio exhaustivo de los factores que influyen en el comportamiento de la ruptura de enlaces, se revisó la literatura existente para identificar datos de ensayos relevantes. Con base en esta revisión, se compiló y estudió una base de datos de 79 ensayos de columnas y vigas para desarrollar una disposición alternativa para la ruptura de enlaces, disposición adoptada en la Sección 18.7.4.3 del Código ACI 318-25.9. Los detalles de este estudio se resumen en las siguientes secciones.

Revisión documental y conjunto de datos

Se recopiló un conjunto de datos de 79 especímenes de prueba (15 columnas y 64 vigas). Los datos provinieron principalmente de ensayos realizados en Japón (Ishitobi et al.¹⁰, Senda et al.¹¹, Tanaka et al.¹², Nagai et al.¹³, Takimi y Eto¹⁴, Wakabayashi y Minami¹⁵, y Oribe et al.¹⁶); sin embargo, también se realizaron varios estudios relevantes en Estados Unidos (por ejemplo, Sokoli y Ghannoum³ y Abdullah et al.¹⁷). Las propiedades del material de la muestra de prueba (Fig. 2) generalmente variaron de 60 a 120 ksi para el esfuerzo de fluencia f_y del refuerzo longitudinal y de 3 a 9 ksi para f'_c . Los diámetros de las barras longitudinales para los ensayos variaron del n.º 4 al n.º 10 (0.5 a 1.27 pulg.).

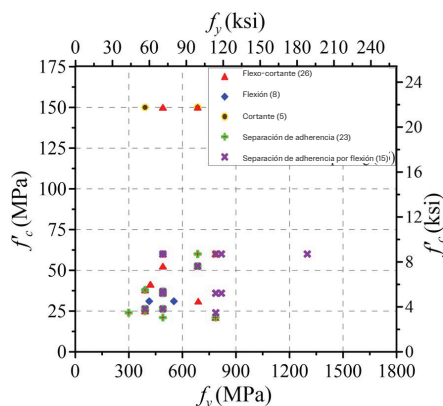


Fig. 2: Distribución del modo de falla, la resistencia del concreto y la resistencia a la fluencia del refuerzo de las probetas de ensayo en la base de datos.

Para las muestras de columna, las razones de carga axial variaron de 0.09 a 0.36 $A_g f'_c$ con una media de 0.23 $A_g f'_c$ donde A_g es el área transversal total de la columna o viga. Todas las muestras se probaron en una configuración de prueba de doble curvatura, con razones de luz de corte ℓ_n/h que variaron de 2.0 a 4.67, con una media de 3.6, donde ℓ_n es la luz libre medida cara a cara de los soportes y h es el espesor, la altura o la profundidad del elemento. La Fig. 2 indica los modos de falla en relación con las resistencias del material. Los modos de falla observados incluyeron: 1) falla por flexión (que implica aplastamiento del concreto, por ejemplo, falla por compresión por flexión); 2) falla por corte (falla por tensión diagonal); 3) falla por flexión-corte (fluencia por flexión seguida de falla por tensión diagonal); 4) separación de la adherencia (sin fluencia por flexión); y 5) rotura por flexión-adherencia (fluencia por flexión seguida de rotura por adherencia).

Análisis y evaluación de datos del Código ACI-318-19, Sección 18.7.4.3

Los datos de los ensayos se utilizaron para evaluar la influencia de $(\ell_u/2)/\ell_d$ en el modo de falla y la capacidad de deformación de la columna, así como para evaluar si se podían utilizar enfoques alternativos (por ejemplo, la cantidad de refuerzo transversal proporcionado) para abordar las preocupaciones relacionadas con la ruptura de la adherencia. Inicialmente, se revisaron los resultados de tres estudios diferentes con ensayos complementarios, y posteriormente se estudiaron las tendencias de todo el conjunto de datos. Los valores de ℓ_d y K_{tr} se calcularon con base en el Código ACI-318-19, Ec. (25.4.2.4a), utilizando resistencias nominales (especificadas) del material, y Ec. (25.4.2.4b), respectivamente.

Probetas complementarias

Se revisaron los resultados de tres ensayos complementarios de Ishitobi et al.¹⁰. En estos ensayos, la variable principal fue la cantidad de refuerzo transversal, cuantificada mediante el término K_{tr} del Código ACI-318-19. Las tres probetas presentaron el mismo valor de $(\ell_u/2)/\ell_d$ de 1.2, ligeramente inferior al valor de 1.25 requerido por el Código ACI-318-19, Sección 18.7.4.3. Los resultados presentados en la Fig. 3 indican que $(c_b + K_{tr})/d_b$ afectó significativamente el modo de falla observado.

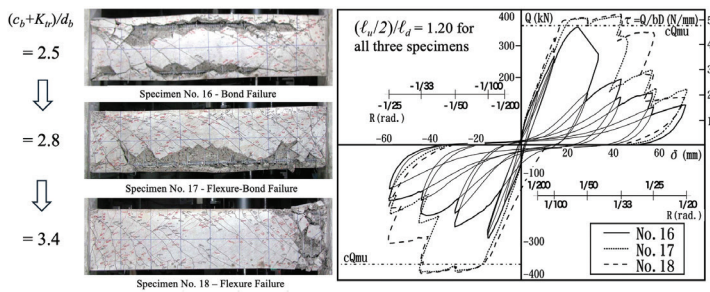


Fig. 3: Modo de falla y comparación carga-deformación de especímenes acompañantes ensayados por Ishitobi et al.¹⁰

Al aumentar $(c_b + K_{tr})/d_b$ de 2.5 a 3.4, el modo de falla de la viga cambió de rotura de la adherencia sin fluencia por flexión, a fluencia por flexión sin fallo de la adherencia, y la rotación del alma de la columna con una pérdida de resistencia del 20 % se duplicó aproximadamente. Los resultados presentados en la Fig. 3 también sugieren que el requisito de la Sección 18.7.4.3 del Código ACI-318-19 podría no prevenir las fallas por ruptura de la adherencia.

Se observaron resultados similares en ensayos complementarios realizados por Tanaka et al.¹² y Nagai et al.¹³, presentados en las Figs. 4 y 5, respectivamente. En ambos estudios, se suprimieron las fallas por ruptura de la adherencia y la capacidad de deformación con pérdida de resistencia aumentó notablemente a medida que $(c_b + K_{tr})/d_b$ aumentó en 0.8. Con base en estas observaciones, se realizaron estudios adicionales para considerar si los requisitos relacionados con $(c_b + K_{tr})/d_b$ podrían utilizarse para abordar las preocupaciones relacionadas con la ruptura de la adherencia.

Datos completos

La Figura 6 presenta los modos de falla para todos los ensayos frente a los valores de $(c_b + K_{tr})/d_b$ y $(\ell_u/2)/\ell_d$ e indica que la ruptura de la adherencia sin fluencia por flexión se produce para valores de $(\ell_u/2)/\ell_d$ de 0.5 a 2.0. Esta observación sugiere que el requisito del Código ACI 318-19 de que $1.25\ell_d \leq \ell_u/2$,

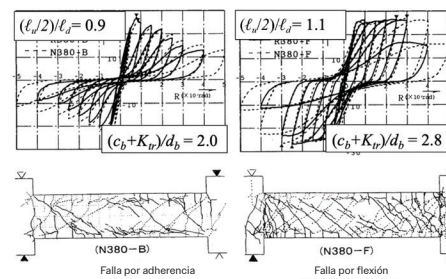


Fig. 4: Modo de falla y comparación carga-deformación de especímenes acompañantes ensayados por Tanaka et al.¹²

por sí solo, no previene las fallas frágiles por ruptura de la adherencia. Los resultados presentados en la Fig. 6 también indican que las fallas por ruptura de la adherencia con fluencia por flexión se producen para valores de $(c_b + K_{tr})/d_b < 3.5$; sin embargo, la fluencia por flexión (con o sin ruptura de la adherencia) se produce para valores de $(c_b + K_{tr})/d_b < 3.5$.

Los valores de rotación del núcleo de la columna de las probetas con una pérdida de resistencia lateral del 20 % (capacidad de rotación) frente a los valores de $(c_b + K_{tr})/d_b$ y $(\ell_u/2)/\ell_d$ indican que existe una fuerte correlación entre la capacidad de rotación y $(c_b + K_{tr})/d_b$ (Fig. 7(a)), pero solo una correlación leve entre la capacidad de rotación y $(\ell_u/2)/\ell_d$ (Fig. 7(b)). Las muestras con $(c_b + K_{tr})/d_b \geq 3.5$ presentan valores de rotación del alma ≥ 0.03 , lo cual se utiliza comúnmente como el nivel mínimo aceptable de capacidad de rotación para las exigencias de MCE_R, obtenido al multiplicar el límite de deriva de piso ASCE 7-16 de 0.02 para las exigencias de Terremoto de Diseño (DE) por 1.5.¹⁸ Por lo tanto, los resultados presentados en la Fig. 7 sugieren que un enfoque alternativo para suprimir las fallas por separación de adherencia sería requerir $(c_b + K_{tr})/d_b \geq 3.5$. Cabe destacar que aumentar $(c_b + K_{tr})/d_b$ mediante el aumento de K_{tr} también mejora la capacidad de deformación por flexión al mejorar el confinamiento del concreto, la restricción contra el pandeo del refuerzo longitudinal y la resistencia al corte.

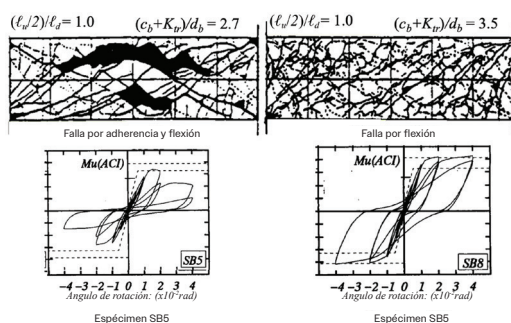


Fig. 5: Modo de falla y comparación carga-deformación de especímenes acompañantes ensayados por Nagai et al.¹³

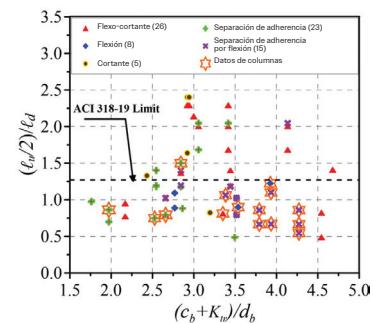


Fig. 6: Variación del modo de falla en función de $(c_b + K_{tr})/d_b$ y $(\ell_u/2)/\ell_d$

Revisión de columnas de edificios existentes

Para evaluar el impacto potencial de requerir un $K_{tr}/d_b \geq 1.2$ para columnas de pórticos resistentes a momentos especiales, se realizó un estudio limitado utilizando tres configuraciones de columna diferentes diseñadas según los Códigos ACI 318-14 y 318-19, Sección 18.7.4.3. Las tres configuraciones de columna fueron proporcionadas por empresas de ingeniería estructural de la Costa Oeste que indicaron que el cumplimiento del Código ACI 318-19 conllevaba problemas de constructibilidad; por ejemplo, al usar un gran número de barras longitudinales de menor diámetro que las requeridas para el diseño del Código ACI 318-14.

Las tres configuraciones de columnas consistieron en: 1) una columna de 40 x 36 pulgadas (con 28 barras No. 11, tirantes No. 5 y $\ell_u = 9.33$ pies) de un edificio residencial de 34 pisos; 2) una columna de 18 x 30 pulgadas (con 18 barras No. 10, tirantes No. 4 y $\ell_u = 9.125$ pies) de una estructura de estacionamiento de ocho pisos; y 3) una columna de 24 x 48 pulgadas (con 14 barras No. 11, tirantes No. 4 y $\ell_u = 6.42$ pies) de una estructura de estacionamiento. El refuerzo transversal para satisfacer los requisitos del Código ACI-318-19, Sección 18.7.5 (confinamiento y pandeo de las barras de refuerzo) y Sección 18.7.6 (resistencia al corte), se evaluó sobre ℓ_o (la longitud, medida desde la cara de la junta a lo largo del eje del elemento, sobre la cual se debe proporcionar un refuerzo transversal especial) y ℓ_u , respectivamente.

Para determinar la demanda de cortante de la columna V_e para la Sección 18.7.6, se seleccionaron varias relaciones de carga axial de columna ($P_u = 0$ a $P_u = P_b$, la carga axial equilibrada) para calcular la capacidad nominal de momento de la columna M_{nc} , mientras que los valores de M_{nb} para las vigas que se integran en la unión en la parte superior e inferior de la columna se seleccionaron de manera que $\sum M_{nb} = (5/6)\sum M_{nc}$ y $\sum M_{nb} = (1.0/1.4)\sum M_{nc}$. El valor de (5/6) se basa en la resistencia mínima requerida a la flexión de la columna (Código ACI-318-19, Sección 18.7.3.2), mientras que el segundo valor (1.0/1.4) se utiliza para considerar vigas más débiles, lo que producirá un valor menor de K_{tr} requerido. Para cada caso, la capacidad de momento probable de la viga $M_{pr,b}$ y la fuerza cortante de diseño para combinaciones de carga que incluyen efectos sísmicos V_e se calculan como $1.25M_{nb}$ y $2M_{pr,b}/\ell_u$, respectivamente, para determinar el refuerzo

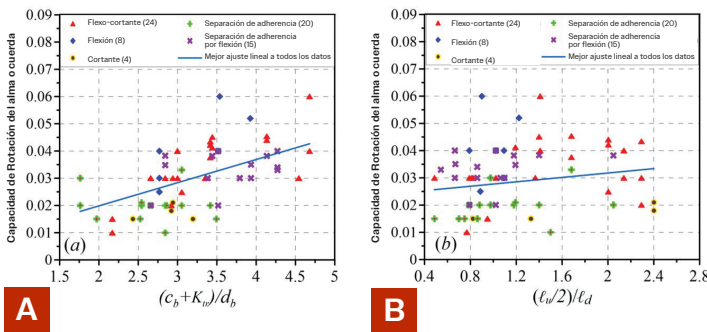


Fig. 7: Impacto de: (a) $(c_b + K_{tr})/d_b$; y (b) $(\ell_u/2)/\ell_d$ en la capacidad de rotación del alma o de la cuerda.

Los valores de c_b/d_b para un recubrimiento mínimo de concreto de 1.5 pulg., Estribos n.º 4 (0.5 pulg. de diámetro) y tamaños de barra del n.º 8 al n.º 11 (1.0 a 1.41 pulg.) oscilan entre 2.50 y 1.92 pulg., respectivamente. Por lo tanto, en algunos casos, se podrían lograr valores de $(c_b + K_{tr})/d_b \geq 3.5$ con solo aumentos moderados del recubrimiento de concreto. Sin embargo, los resultados presentados en las figuras 3 a 5 indican que se logró una mayor capacidad de rotación al aumentar K_{tr}/d_b (ya que c_b/d_b se mantiene constante en todos los ensayos).

Además, estudios previos^{6,19,20} indican que el refuerzo transversal adicional es más eficaz para prevenir el deterioro de la adherencia bajo grandes demandas inelásticas que un recubrimiento de concreto adicional. Por lo tanto, en el Código ACI CODE-318-25, se adoptó el requisito de que $K_{tr}/d_b \geq 1.2$ en lugar de utilizar el término $(c_b + K_{tr})/d_b$ para suprimir las fallas por separación de la adherencia y lograr capacidades de rotación del alma de aproximadamente 0.03 (Fig. 8).

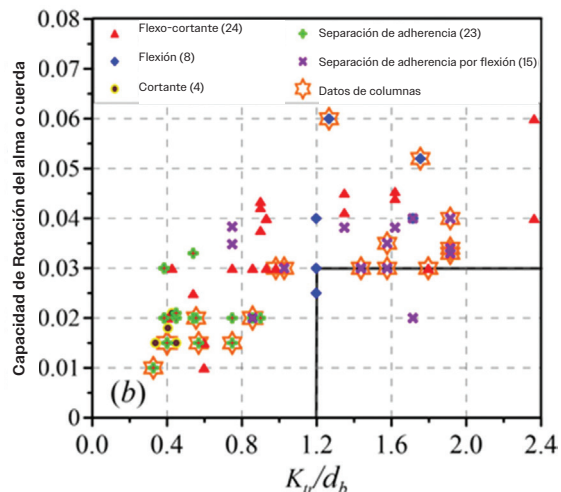


Fig. 8: Correlación de K_{tr}/d_b con $(c_b + K_{tr})/d_b$ y la capacidad de rotación o deriva del alma.

transversal requerido sobre lo (Código ACI 318-19, Sección 18.7.6.2) medido desde la cara de la junta a lo largo del eje del miembro, y entre las regiones lo (Código ACI 318-19, Sección 18.7.6.1) para lograr la resistencia cortante nominal $\phi V_n \geq V_e$ utilizando ACI Código 318-19, Sección 22.5. Posteriormente, se determinó el refuerzo transversal requerido para cumplir con el Código ACI 318-19, Sección 18.7.5 sobre ℓ_o . Los valores resultantes de K_{tr}/d_b se grafican en la Fig. 9 e indican que los valores mínimos de K_{tr}/d_b para las tres configuraciones de columna investigadas satisfacen o casi satisfacen el requisito propuesto de que $K_{tr}/d_b \geq 1.2$. Este estudio limitado indica que lograr un $K_{tr}/d_b \geq 1.2$ probablemente no requiera un refuerzo transversal mayor (o significativamente mayor) que el que ya se proporciona para las columnas de pórticos resistentes a momento.

Conclusiones y recomendaciones

Se revisaron los resultados de los ensayos de vigas y columnas para evaluar los requisitos del Código ACI-318-19, Sección 18.7.4.3, sobre el comportamiento de la ruptura de adherencia en columnas de pórticos de momento especiales, e investigar las variables de ensayo que influyen en dicho comportamiento. Las observaciones y recomendaciones basadas en la revisión y el análisis de datos incluyen:

- El requisito del Código ACI-318-19, Sección 18.7.4.3, generalmente resulta en diseños de columnas con un gran número de barras longitudinales de menor diámetro, lo que podría causar problemas de constructibilidad y limitar el uso de barras de Grado 80 y 100;
- El requisito del Código ACI-318-19, Sección 18.7.4.3, de que $1.25\ell_d \leq \ell_u/2$ no excluye fallas por ruptura de adherencia en vigas y columnas; El término $(c_b + K_{tr})/d_b$ influye significativamente en el comportamiento de la separación de adherencia y, para valores de $(c_b + K_{tr})/d_b \geq 3.5$, las fallas por separación de adherencia generalmente se suprimen antes de alcanzar valores de rotación del alma de la columna de al menos 0.03. Sin embargo, para priorizar el refuerzo transversal sobre el recubrimiento de concreto o el espaciamiento entre barras, en lugar de requerir $(c_b + K_{tr})/d_b \geq 3.5$, se utiliza un valor de $K_{tr} \geq 1.2d_b$ en el Código ACI-318-25, Sección 18.7.4.3; y

- Los requisitos existentes en las Secciones 18.7.5 y 18.7.6 para pórticos especiales de momento y de detalle de pórticos de gravedad en la Sección 18.14.3.3 probablemente resulten en valores de $K_{tr} \geq 1.2d_b$.

Actualización de la sección 18.7.4.3

El Código ACI-318-25, Sección 18.7.4.3, establece: “Sobre la altura libre de la columna, se deberá cumplir (a) o (b):

(a) El refuerzo longitudinal se seleccionará de manera que $1.25\ell_d \leq \ell_u/2$.

(b) El refuerzo transversal se seleccionará de manera que $K_{tr} \geq 1.2d_b$ ”.

Mientras que la Sección R18.7.4.3 del Comentario explica:

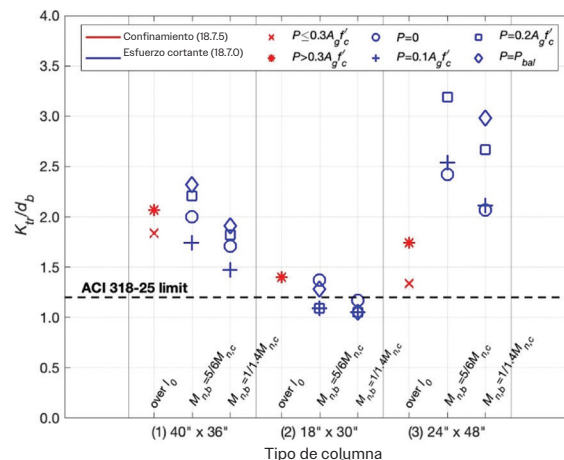


Fig. 9: Comparación de K_{tr}/d_b para tres columnas de edificios existentes

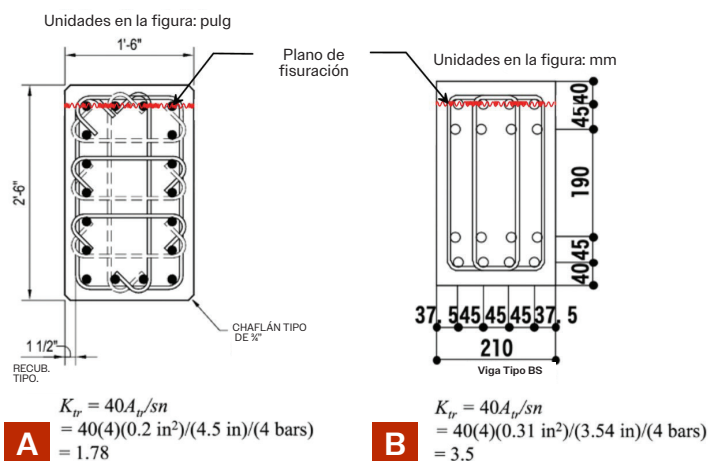


Fig. 10: Cálculos de ejemplo de K_{tr} : (a) columna de un edificio existente; y (b) espécimen de prueba de viga de Ishitobi et al.¹⁰

“La falla por desprendimiento de adherencia a lo largo de las barras longitudinales dentro de la altura libre de la columna puede ocurrir bajo demandas sísmicas (Ichinose 1995⁵; Sokoli y Ghannoum 2016³).

El desprendimiento se puede controlar restringiendo el tamaño de las barras longitudinales, aumentando la cantidad de refuerzo transversal o aumentando la resistencia del concreto; todo lo cual reduce la longitud de desarrollo de las barras longitudinales (ℓ_d) sobre la altura libre de la columna ℓ_u ”.

Ejemplo del calculo de K_{tr}

El término $(c_b + K_{tr})/d_b$ se introdujo en el Código ACI-318-95²¹ con base en el estudio realizado por Orangun et al.¹⁹. Según Orangun et al.¹⁹, K_{tr} debe calcularse para un plano de división definido por la capa de barras de tracción a flexión más alejada de la fibra de compresión a flexión extrema. Los valores de K_{tr} calculados según el Código ACI-318-19 se muestran en la Fig. 10 para dos ejemplos: una columna de un edificio existente proporcionada por empresas de ingeniería estructural de la Costa Oeste (Fig. 10(a)) y una probeta de viga (Fig. 10(b)) de Ishitobi et al.¹⁰.

Agradecimientos

Los autores agradecen a los miembros del Subcomité 318-H del ACI, Disposiciones Sísmicas, y del Comité 318 del ACI, Concreto Estructural Código de Edificación, por sus valiosos comentarios sobre el enfoque propuesto. El trabajo aquí presentado se vio influenciado y mejorado gracias a sus comentarios en diversas reuniones del comité.

Referencias

- Haselton, C.B.; Leil, A.B.; Deierlein, G.G.; Dean, B.S.; y Chou, J.H., “Seguridad frente al colapso sísmico de edificios de hormigón armado.
- I: Evaluación de marcos de momento dúctil”, Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 137, n.º 4, septiembre de 2010.
- Elwood, K.J.; Maffei, J.M.; Riederer, K.A.; y Telleen, K., “Mejora del confinamiento de columnas — Parte 2: Nuevas disposiciones propuestas para el Código de Edificación ACI 318”, Concrete International, V. 31, n.º 12, diciembre de 2009, págs. 41-48.
- Sokoli, D., y Ghannoum, J., “Refuerzo de alta resistencia en columnas sometidas a altos esfuerzos cortantes”, ACI Structural Journal, vol. 113, n.º 3, mayo-junio de 2016, págs. 605-614.
- Comité 318 del ACI, “Requisitos del Código de Construcción para Hormigón Estructural (ACI 318-19) y Comentario (ACI 318R-19)”, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI,

- 2019, 624 págs.
- Ichinose, T., “Falla por desprendimiento de adherencia en columnas sometidas a acción sísmica”, ACI Structural Journal, vol. 92, n.º 5, septiembre-octubre de 1995, págs. 535-541.
- Comité 408 del ACI, “Informe sobre la adherencia de las barras de refuerzo de acero bajo cargas cíclicas (ACI PRC-408.2-12)”, Instituto Americano del Concreto, Farmington Hills, MI, 2012, 35 págs.
- Moehle, J., Diseño sísmico de edificios de concreto reforzado, primera edición, McGraw-Hill Education, 2015, 760 págs.
- Comité 318 del ACI, “Requisitos del Código de Construcción para Concreto Estructural (ACI 318-14) y Comentario (ACI 318R-14)”, Instituto Americano del Concreto, Farmington Hills, MI, 2014, 520 págs.
- Comité 318 del ACI, “Requisitos del Código de Construcción para Hormigón Estructural: Requisitos del Código y Comentarios (ACI CODE-318-25)”, Instituto Americano del Hormigón, Farmington Hills, MI, 2025, 699 págs.
- Ishitobi, N.; Hirano, N.; Nakano, K.; y Matsuzaki, I., “Estudio experimental sobre el rendimiento estructural de vigas de hormigón armado utilizando áridos artificiales multifuncionales”, Actas del Instituto Japonés de Hormigón, Vol. 25, N.º 2, 2003, págs. 451-456 (en japonés).
- Senda, K.; Ishitobi, N.; Sugiyama, T.; y Matsuzaki, I., “Estudio experimental sobre el rendimiento estructural de vigas de hormigón de ultraalta resistencia (clase de 150 MPa)”, Actas del Instituto Japonés de Hormigón, vol. 26, n.º 2, 2004. (en japonés)
- Tanaka, R.; Hatoyama, N.; Tadaki, Y.; Nishiura, N.; y Ohaga, Y., “Un estudio sobre estructuras de hormigón armado que utilizaron hormigón con áridos reciclados – Parte 1 Experimentos de vigas para detectar fallos por flexión, cortante y adherencia”, Revista de Ingeniería Estructural y de la Construcción del Instituto Japonés de Arquitectura, n.º 518, 1999, págs. 79-86. (en japonés)
- Nagai, S.; Kato, T.; y Bessho, S., “Estudio experimental del código de construcción de hormigón armado de gran altura”, por sus valiosos comentarios sobre el enfoque propuesto. El trabajo presentado aquí se vio influenciado y mejorado gracias a sus comentarios en diversas reuniones del comité.
- Takami, S. y Eto, H., “Experimentos sobre la División de la Adherencia y la Fractura de Vigas Reforzadas Multicapa”, Actas Anuales de la Sociedad de Ingeniería del Hormigón, vol. 22, n.º 3, 2000 (en japonés).
- Wakabayashi, M. y Minami, K., “Comportamientos Elástico-Plásticos de Columnas y Pórticos de Hormigón Reforzados Diagonalmente” (Parte 3)”, Informe Anual del Instituto de Investigación para la Prevención de Desastres, V. 26, N.º B-1, 1983, págs. 263-275. (en japonés)
- Oribe, Y.; Hibino, Y.; Ichinose, T.; Miyata, H.; Kaneko, K.; y Kusuhaara, F., “Evaluación de la resistencia última al corte de elementos de hormigón armado con refuerzo de corte de alta resistencia basada en la condición de establecimiento del mecanismo de celosía”, Actas de la Conferencia de Investigación Arquitectónica AIJ Chugoku, N.º 44, 2021, págs. 81-84. (en japonés)
- Abdullah, S.A.; Aswegan, K.; Klemencic, R.; y Wallace, J.W., “Rendimiento sísmico de vigas de acoplamiento de hormigón sometidas a demandas de viento no lineales previas”, Engineering Structures, vol. 268, octubre de 2022.
- ASCE/SE 7-16, “Cargas mínimas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras”, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2017, 800 págs.

19. Orangun, C.O.; Jirsa, J.O.; y Breen, J.E., "Reevaluación de los datos de prueba sobre longitud de desarrollo y empalmes", ACI Journal Proceedings, vol. 74, n.º 3, marzo de 1977, págs. 114-122.
20. Eligehausen, R., "Adherencia en empalmes traslapados de tracción de barras acanaladas con anclajes rectos", Publicación 301, Instituto Alemán de Hormigón Armado, Berlín, Alemania, 1979, 118 págs. (en alemán)
21. Comité ACI 318, "Requisitos del Código de Construcción para Hormigón Estructural (ACI 318-95) y Comentario (ACI 318R-95)", Instituto Americano del Hormigón, Farmington Hills, MI, 1995, 369 págs.

Saman A. Abdullah, Miembro del ACI, es Profesor en el Departamento de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería, en la Universidad de Sulaimani, en Sulaymaniyah, Kurdistan, Irak. Es miembro del Comité 374 de ACI, Diseño Sísmico Basado en Desempeño de Edificios de Concreto, y de los Subcomités 318-H, Disposiciones Sísmicas, y 369-F, Rehabilitación. También ha participado en el Subcomité 318-1W, Disposiciones sobre Viento. Sus intereses de investigación incluyen el diseño sísmico y por viento de estructuras de concreto, así como las pruebas de laboratorio.



Miki Mori, Miembro del ACI, es estudiante de doctorado en Ingeniería Estructural/Sísmica en el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad de California, Los Ángeles (UCLA), Los Ángeles, CA, EE. UU. Obtuvo su licenciatura en la Universidad de Keio, Yokohama, Japón, y su maestría en la Universidad de Tokio, Tokio, Japón. Sus intereses de investigación incluyen el diseño para recuperación funcional, la evaluación de daños posteriores a sismos y el monitoreo de salud estructural.



John W. Wallace, FACI, es Profesor Distinguido de Ingeniería Civil en UCLA. Fue presidente del Subcomité 318-H de ACI, Disposiciones Sísmicas, y es miembro de los Comités 318, Código de Edificación de Concreto Estructural; 369, Reparación y Rehabilitación Sísmica; y 374, Diseño Sísmico Basado en Desempeño de Edificios de Concreto. Sus intereses de investigación incluyen la respuesta y diseño de edificios y puentes ante acciones sísmicas, las pruebas de laboratorio y de campo de componentes y sistemas estructurales, y el monitoreo sísmico de la salud estructural.



Título original en inglés:
Column Bond-Splitting Failures.
Updates to ACI CODE-318-25, Section
18.7.4.3

**La traducción de este artículo
correspondió al Capítulo
Ecuador Centro y Sur**



*Traductor y
Revisor Técnico:*
**Ing. Santiago Vélez
Guayasamín
MSc DIC**