

Effect of the Bar Bend Radius on the Performance of Knee Joints with Common Details

by Hwa-Ching Wang, Christopher S. Williams, and Gary J. Klein

The strut-and-tie method (STM) provisions in the “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318)” were presented in Chapter 23 of the main body of the document in the 2014 edition of the code¹ after residing in Appendix A since first being introduced into the document in 2002.² Several revisions and additions to the STM provisions were incorporated into the ACI 318-19³ Code. One of the important additions in 2019 was the inclusion of design requirements for curved-bar nodes in Section 23.10. Design requirements for curved-bar nodes were first introduced in a *Concrete International* article by Klein in 2008.⁴ Curved-bar nodes appear in the STM where tension along the bend region of longitudinal bars is equilibrated by a strut or the resultant of multiple struts.^{3,4} A common example of a curved-bar node develops at the outside corner of a knee joint under closing moments (that is, closing knee joints), as shown in Fig. 1(a). Knee joints are classified as D-regions, or discontinuity regions, as defined by ACI 318-19. If the two ties that intersect at the curved-bar node in the joint carry equal forces, the angle θ_c between the diagonal strut and the ties will be equal to 45 degrees, and the state of stress at the node can be represented by Fig. 1(b). The curved-bar node provisions in ACI 318-19 are based on the premise that the geometry of the node is dependent on the size of the bend radius r_b of the longitudinal reinforcing bars. The larger the bend radius, the larger the area over which the compressive stresses from the strut can act. A larger bend radius, therefore, results in lower compressive stresses at the node.

According to Section 23.10.2, the bend radius of the longitudinal bars at the curved-bar node in Fig. 1 must satisfy Eq. (1)

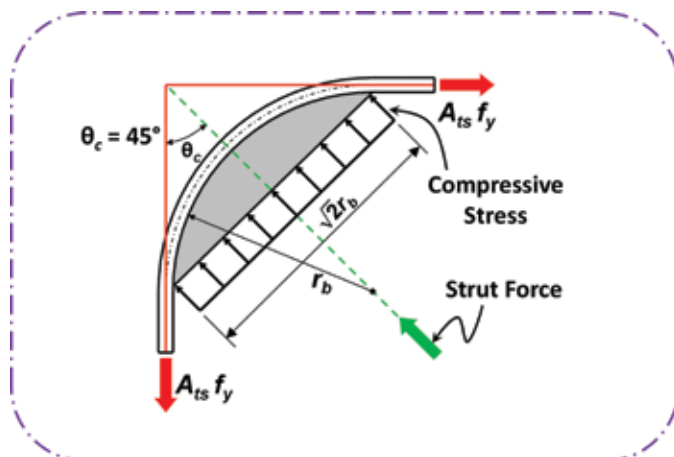
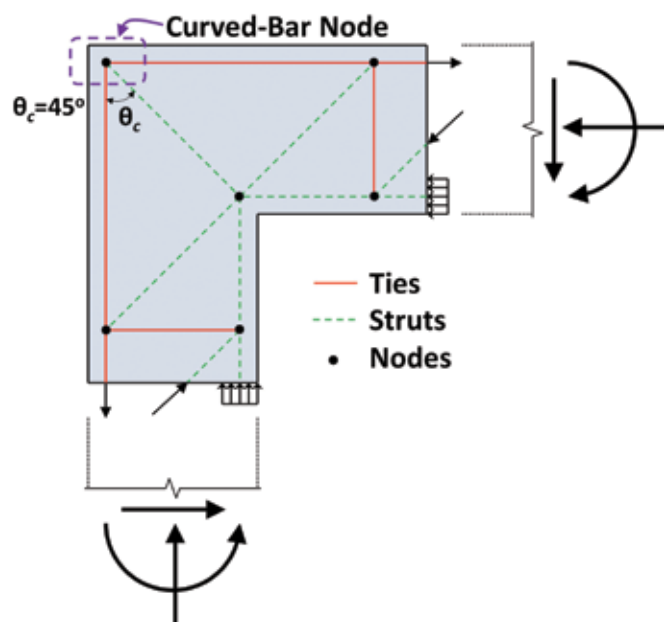
$$r_b \geq \frac{2A_{ts}f_y}{b_s f'_c} \quad (1)$$

where A_{ts} is the total area of longitudinal reinforcement (that is, tie reinforcement); f_y is the specified yield strength of the

reinforcement; b_s is the effective width of the strut at the curved-bar node measured transverse to the plane of the strut-and-tie model; and f'_c is the specified compressive strength of concrete. Equation (1) was derived⁴ to limit the concrete stresses at a curved-bar node based on the nodal zone coefficient β_n of a CTT node (that is, a node anchoring two or more ties) given in Table 23.9.2 of ACI 318-19, or 0.60. It should be noted that the derivation of the requirement for r_b results in a constant in the numerator equal to $1/[(0.85)(0.60)] = 1.96$. This constant is rounded to 2 to obtain the equation specified in the code (Eq. (1)).

The results of an extensive experimental research program confirmed the importance of satisfying Eq. (1) when designing curved-bar nodes (refer to Wang et al.⁵ and Wang⁶). Tests on knee joint specimens revealed that meeting the requirement of Eq. (1) results in satisfactory performance in terms of both strength and ductility. Furthermore, the only knee joint specimens with $\theta_c = 45^\circ$ that achieved the internal stress distribution assumed by a strut-and-tie model for the joints satisfied Eq. (1).

In addition to the specified bend radius, ACI 318-19 requires that transverse reinforcement be provided in knee joints. Table 23.4.3(a) of the Code specifies a strut coefficient β_s of 0.75 for beam-column joints. This value considers the transverse reinforcement or confinement required for joints in Chapter 15 of the Code (refer to Commentary Section R23.4.3). Table 23.4.3(a) and Commentary Section R23.4.3 also seem to imply that the strength of the strut in a knee joint without transverse reinforcement or transverse confining beams is governed by a strut coefficient of 0.4, reflecting an expected premature failure of such a joint. Furthermore, Section 23.5 of ACI 318-19 specifies that a minimum amount of distributed reinforcement be provided in D-regions, such as knee joints, that are designed using the STM. Although the Code lacks clarity regarding joint detailing, the authors believe that the intention of the Code is to require knee joints without transverse confining beams to satisfy the



(a) Location

(b) Stress distribution

Fig. 1: Curved-bar node within a typical strut-and-tie model of a knee joint subjected to closing moments

reinforcement requirements of Chapter 15 (specifically Section 15.3.1) in order to use a strut coefficient of 0.75. Moreover, the minimum amount of distributed reinforcement required by Section 23.5 must be provided in knee joints designed using the STM unless the strut in the joint is restrained by transverse beams in accordance with Chapter 15. Thus, the Code implies that transverse reinforcement requirements of both Chapter 15 and Section 23.5 should be satisfied for closing knee joints to achieve satisfactory performance.

The knee joint specimens subjected to closing moments described in Wang et al.⁵ and Wang⁶ did not contain transverse reinforcement in the joint, and the specimens performed well in both strength and ductility if the bend radii of the longitudinal bars satisfied Eq. (1). In contrast, specimens with bend radii smaller than the requirement of Eq. (1) exhibited reduced ductility and/or strength, and some specimens with bend radii based on standard bend diameters (that is, minimum bend diameters of standard hooks) did not reach code-calculated strengths. However, because these specimens did not contain transverse reinforcement in the joint region, a question remains: Will knee joints with curved-bar nodes not meeting the requirement of Eq. (1) but with transverse reinforcement to confine/strengthen the strut in the joint be able to achieve satisfactory strength and ductility? In other words, the merit of Eq. (1) when transverse reinforcement is present is not clear.

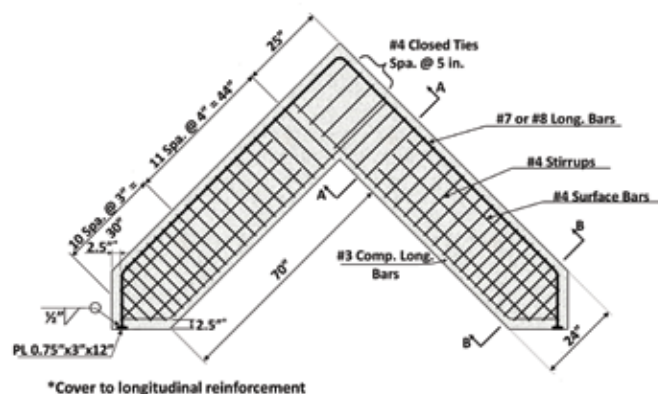
In addition to the unknown relationship between transverse reinforcement and Eq. (1), the details of the longitudinal reinforcement that passes through closing knee joints warrant evaluation. The strut-and-tie model in Fig. 1 implies that the longitudinal reinforcement must be properly detailed to carry

the tensile force in the ties through the entire joint region. In other words, the reinforcement must behave as continuous bars. Based on traditional detailing practice, it is considered acceptable for the longitudinal reinforcement in the column and the beam to be individually anchored in the joint using 90-degree standard hooks while ensuring that the bars can be fully developed at both joint faces. Although allowed by Chapter 15 of ACI 318-19, lack of compliance with the STM provisions implies that this detail may lead to undesirable performance of knee joints because the bend radius of a standard hook may not satisfy Eq. (1), and due to lack of continuity of the longitudinal reinforcement through the joint region. The specimens without transverse reinforcement in the joint that were previously tested contained longitudinal bars that were continuous through the joint region. Therefore, tests are still needed to evaluate whether the presence of code-compliant transverse reinforcement counteracts any performance deficiencies that may be caused by discontinuous bars terminated with standard hooks in the joint.

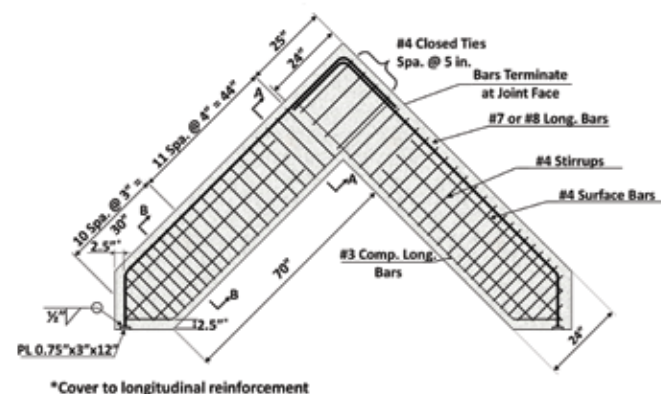
The experimental research described in this article adds four additional specimens to the previous tests on knee joints that did not contain transverse reinforcement in the joint region. The additional specimens were tested to investigate the contribution of transverse reinforcement in closing knee joints and evaluate the performance of knee joints with discontinuous hooked longitudinal bars.

Test Program

The geometry and reinforcement details of the four specimens are provided in Fig. 2. Each of the specimens consisted of a joint and two adjoining perpendicular members (that is, “legs”) with cross-sectional dimensions of 16 in. by



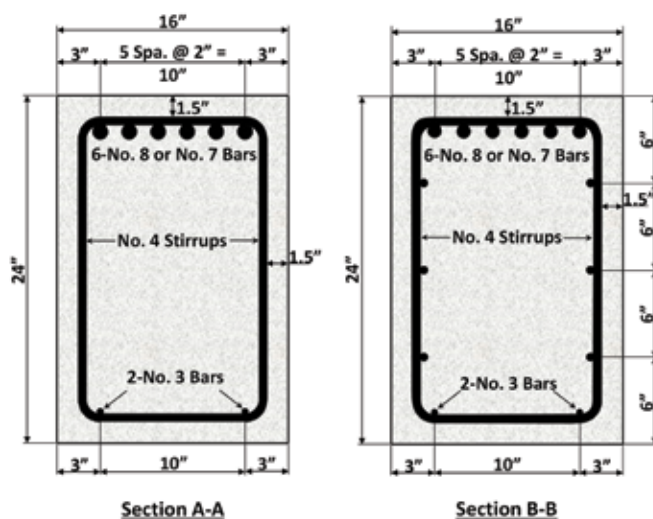
(a) Specimens with continuous longitudinal reinforcing bars (TR-S-18-R3 and TR-S-13-R3)



(b) Specimens with discontinuous longitudinal reinforcing bars (LS-S-18-R3 and LS-S-13-R3)

24 in. All specimens contained transverse reinforcement in the joint that consisted of No. 4 closed ties oriented in one direction. The ties had a spacing of 5 in. and satisfied the requirements of both Section 23.5 (refer to Table 23.5.1(b)) and Section 15.3.1 of ACI 318-19. Both legs of each specimen were reinforced with No. 4 closed stirrups to prevent shear failure. As shown in Fig. 2, the longitudinal reinforcement consisted of either six No. 7 bars or six No. 8 bars. Continuous longitudinal bars were provided through the joint region of two specimens (TR-S-18-R3 and TR-S-13-R3), and the longitudinal bars of the other two specimens (LS-S-18-R3 and LS-S-13-R3) were discontinuous and anchored in the joints using standard hooks. The bend radii of the bars in each specimen were based on standard bend diameters specified in Section 25.3.1 of ACI 318-19. The straight extensions on the discontinuous hooked bars exceeded the minimum lengths specified in Section 25.3.1. Furthermore, the embedment lengths of the discontinuous hooked bars into the joint measured from the joint face exceeded the development length of standard hooks calculated in accordance with Section 25.4.3 of ACI 318-14 ($l_{dh} = 11.5$ in. for No. 7 bars and 13.1 in. for No. 8 bars using measured material properties and taking $\psi_c = 0.7$), the current edition of the Code when the specimens were designed. Primarily due to the new definition of the confining reinforcement factor ψ_r , the updated expression for l_{dh} in ACI 318-19 was not satisfied for the No. 8 bars ($l_{dh} = 25.4$ in. taking $\psi_r = 1.6$ and $\psi_o = 1.0$). Nevertheless, strain gauges on the discontinuous hooked bars indicated that the bars yielded at the joint faces. The hooked bars formed a lap splice in the joint. However, the splice was not designed to satisfy the splice lengths specified in the Code.

The details of the specimens are summarized in Table 1. Four additional companion specimens presented in Wang et al.⁵ are also included for comparison purposes. Within the specimen IDs, “S” signifies a single layer of longitudinal reinforcement. The number 13 or 18 represents the approximate mechanical reinforcement ratio $\omega = (A_{ts}/bd)(f_y/f'_c)$ and allows specimens with similar values of ω to easily be identified and compared.



(c) Cross sections
Fig. 2: Specimen details

The value following “R” represents the approximate bend radius of the longitudinal bars. The value of $r_b/r_{b,ACI}$ in Table 1 is the ratio of the actual bend radius of the bars to the value given by Eq. (1).

As shown in Fig. 3, when testing, a specimen was placed between two steel crossheads. The two crossheads were connected by two tensioning rods to form a self-reacting system. On one end of each rod, a hydraulic cylinder was mounted, while a load cell was installed on the other end. A tilt saddle was positioned at the center of each steel crosshead to allow rotation of the loaded surfaces of the specimen. To eliminate friction, each crosshead was placed on two layers of polytetrafluoroethylene (PTFE) sheets that were sandwiched between two steel plates. Similarly, the specimen was supported on the laboratory floor by steel rollers and two PTFE sheets positioned between two steel plates.

Two linear string potentiometers were mounted on the specimen, one on each of the side surfaces at the end of a specimen leg. The string extended horizontally and was attached to the end of the other leg. The average of the

Table 1:
Summary of specimens and test results

Source	Specimen ID	Material		Longitudinal reinforcement						Test results			Joint shear analysis		
		f'_c , ksi	f_y , ksi	Pattern	A_{ts} , in. ²	ω , %	r_b , in.	$r_{b,ACI}$, in.	$r_b/r_{b,ACI}$	P_{test} , kip	P_{calc} , kip	P_{test}/P_{calc}	V_u , kip	V_n , kip	V_u/V_n
This study	TR-S-18-R3	4.84	66.3	6-No. 8	4.74	18.9	3.3	8.1	0.41	126	134.9	0.93	314.3	320.6	0.98
	TR-S-13-R3	4.66	64.7	6-No. 7	3.60	14.5	2.7	6.2	0.43	112	105.0	1.07	232.9	314.6	0.74
	LS-S-18-R3	5.04	66.3	6-No. 8	4.74	18.1	3.3	7.8	0.42	133	128.9	1.03	314.3	327.1	0.96
	LS-S-13-R3	4.76	64.7	6-No. 7	3.60	14.2	2.8	6.1	0.46	114	100.7	1.13	232.9	317.9	0.73
Companion specimens ⁵	S-18-R3	5.17	67.1	6-No. 8	4.74	17.9	3.3	7.7	0.43	145	138.1	1.05	318.1	331.3	0.96
	S-18-R9	5.08	67.1	6-No. 8	4.74	18.2	9.8	7.8	1.25	146	137.6	1.06	318.1	328.4	0.97
	S-13-R3	5.15	66.1	6-No. 7	3.60	13.4	3.3	5.8	0.57	123	108.3	1.14	238.0	330.7	0.72
	S-13-R8	5.35	66.1	6-No. 7	3.60	12.9	8.1	5.6	1.46	127	108.8	1.17	238.0	337.0	0.71

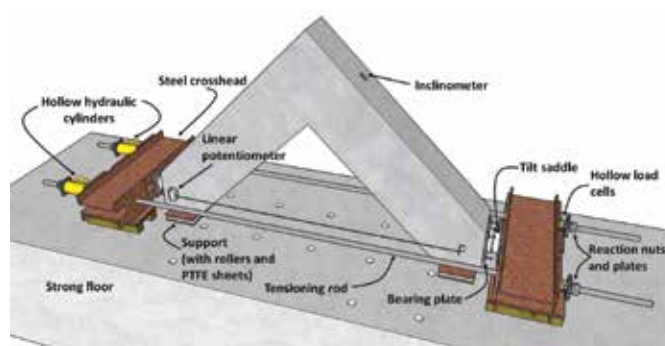


Fig. 3: Test setup

readings from the two sensors was taken as the relative displacement (denoted as δ in this article) between the two legs. Load was applied monotonically until a substantial drop in the load-carrying capacity was observed or the stroke limit of the hydraulic cylinders was reached (applicable to Specimens S-18-R9 and S-13-R8 listed in Table 1 due to their ductility).

Test Results

Strength and load-displacement relationships

Load-relative displacement curves of the specimens are presented in Fig. 4. The responses of the companion specimens without transverse reinforcement in the joint introduced in Table 1 are also included. To facilitate

comparisons, the responses of knee joints with similar values of ω (that is, with the same longitudinal reinforcement layout) are included in the same plot. The red dashed lines indicate the calculated load-carrying capacities P_{calc} based on measured material properties. The value of P_{calc} is the applied load that causes a moment equal to the nominal flexural capacity at the joint face of the specimen calculated using the sectional analysis procedure in Section 22.2 of ACI 318-19. The axial force in the legs of the specimen during testing was considered. Two values of P_{calc} are indicated in each plot. The smaller value is for the specimen with discontinuous hooked bars and considers the slightly smaller effective depth of one of the adjoining legs (Fig. 2(b)). The larger value of P_{calc} in each plot considers the other three specimens. Because of slight variations in materials properties, the value of P_{calc} differs among the three specimens, and only the lowest value for these specimens is indicated. Test results are summarized in Table 1, where P_{test} is the maximum load resisted by the specimen.

The load-displacement curves of specimens reinforced with six No. 8 bars are presented in Fig. 4(a). With the bend radius of a standard hook and transverse reinforcement in the joint, Specimen TR-S-18-R3 did not reach its calculated load-carrying capacity ($P_{test}/P_{calc} = 0.93$), while Specimen LS-S-18-R3 slightly exceeded its calculated capacity ($P_{test}/P_{calc} = 1.03$). The specimen without transverse reinforcement in the joint and detailed with the bend radius of a standard hook (Specimen S-18-R3) also achieved a capacity greater than the calculated strength ($P_{test}/P_{calc} = 1.05$). Any effect of the different details of the longitudinal bars (continuous or discontinuous hooked) on strength or the displacement corresponding to the peak load cannot be clearly identified. All three specimens with the bend radius of a standard hook experienced a reduction in load-carrying capacity after reaching the peak load (that is, the specimens did not exhibit a load plateau). However, Specimen S-18-R9 with a bend radius satisfying the current code requirement for curved-bar nodes (Eq. (1)), although containing no transverse

reinforcement in the joint, achieved a capacity greater than the calculated strength ($P_{test}/P_{calc} = 1.06$) and exhibited significant ductility, reaching a relative displacement of 2.45 in. when the test was stopped due to the stroke limit of the hydraulic cylinders.

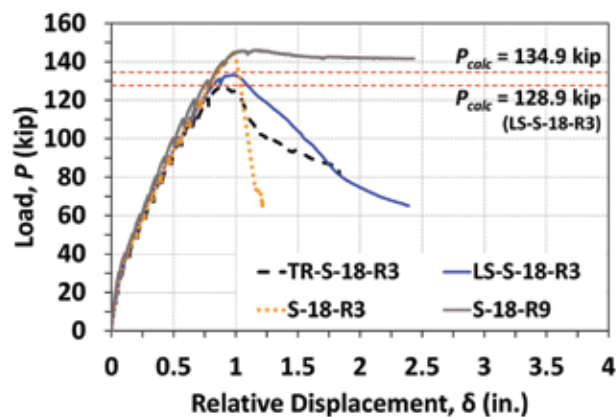
Unlike the specimens reinforced with No. 8 bars, the values of P_{test}/P_{calc} were greater than 1.0 for all specimens reinforced with No. 7 bars. Regardless of the presence of ties in the joint, the three specimens with the bend radius of a standard hook demonstrated little to no ductility, as shown in Fig 4(b). Specimens TR-S-13-R3 and LS-S-13-R3 achieved essentially the same load-carrying capacity despite different detailing of the longitudinal bars. Again, the specimen with a bend radius satisfying Eq. (1) (Specimen S-13-R8) demonstrated superior behavior with a well-defined load plateau despite containing no transverse reinforcement in the joint. A comparison of Fig. 4(a) with Fig. 4(b) shows that the general trends remain the same for the two groups of specimens with different mechanical reinforcement ratios.

The post-peak behaviors, however, of the specimens with the bend radius of a standard hook exhibited variations that seem to be influenced by the joint details. Although all these specimens lacked ductility, the slope of the descending branch of the load-displacement curves varies, with the applied load decreasing at a slower rate for the specimens with transverse reinforcement in the joint compared to their companion specimens without transverse reinforcement. Considering the test specimens with the bend radius of a standard hook, the slight improvement in behavior resulting from transverse reinforcement in the joint does not compare to the significant increase in ductility that larger bend radii provide, as exhibited by Specimens S-18-R9 and S-13-R8.

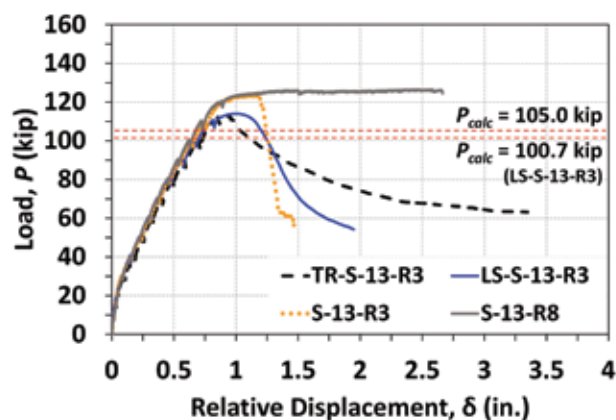
Visual observations

Photographs of the specimens after being tested are presented in Fig. 5. The damage patterns were affected by the reinforcement details. For specimens in Fig. 5(a) with continuous longitudinal reinforcing bars through the outer corner (Specimens TR-S-18-R3 and TR-S-13-R3), the loss in load-carrying capacity after reaching the peak applied load corresponded with the sudden formation of a splitting crack along the strut that extended across the joint. Then, the concrete cover gradually separated from the side surface of the joint along the strut as the load-carrying capacity decreased.

Unlike the specimens with continuous reinforcing bars, the specimens with discontinuous hooked bars (Specimens LS-S-18-R3 and LS-S-13-R3) did not experience failure caused by the splitting of the strut across the joint. Instead, the specimens failed when a splitting crack developed along a portion of the lap splice formed by the hooks in the joint as shown in Fig. 5(a). Then, this splitting crack connected to the flexural crack located at the joint face. It should be noted that at the maximum applied load P_{test} , strain gauges on the longitudinal bars of Specimens LS-S-18-R3 and LS-S-13-R3



(a) Specimens with No. 8 longitudinal reinforcing bars



(b) Specimens with No. 7 longitudinal reinforcing bars

Fig. 4: Load-relative displacement curves

indicated that the yield strain of the bars was reached or exceeded at the joint faces.

The damage patterns of specimens without transverse reinforcement in the joint are presented in Fig. 5(b). For those with the bend radius of a standard hook (Specimens S-18-R3 and S-13-R3), the sudden drop in the load-carrying capacity was characterized by the opening of a splitting crack along the strut that extended across the joint, similar to the specimens with transverse reinforcement and continuous longitudinal bars. For Specimen S-18-R3, concrete side cover located approximately halfway along the strut suddenly spalled at the same moment as the opening of the splitting crack. However, the spalling was relatively localized and occurred suddenly, unlike the gradual cover separation of Specimens TR-S-18-R3 and TR-S-13-R3. Furthermore, Specimen S-13-R3 did not demonstrate signs of similar concrete spalling. In contrast, for the specimens with a bend radius satisfying Eq. (1), the damage was not related to the splitting of the strut nor splitting along the longitudinal reinforcing bars. Instead, the specimens exhibited ductile behavior, and notable concrete crushing at the reentrant corner was observed prior to the end of these tests.⁵

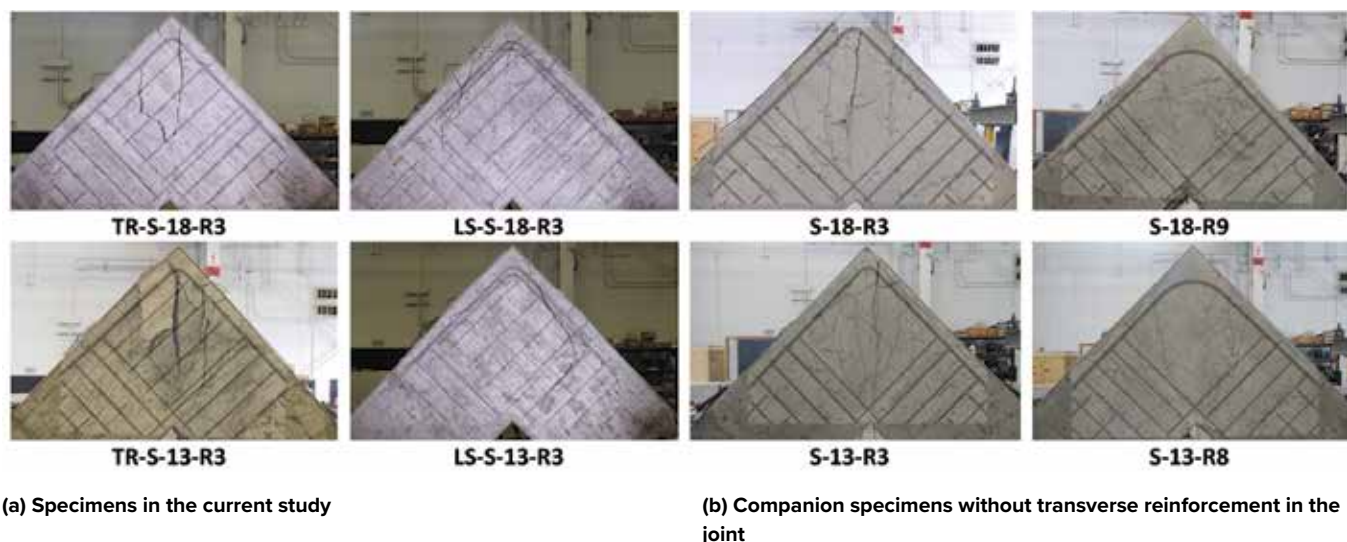


Fig. 5: Observed damage patterns at the end of the tests

Discussion

Impact of details

As observed in Fig. 4, the presence of transverse reinforcement in the joint did not seem to affect the strength of the specimens, indicating that providing the code-required minimum distributed reinforcement for knee joints under closing moments has little to no effect on capacity if the longitudinal bars are detailed with a bend radius of a standard hook that does not satisfy Eq. (1). That is, common details for closing knee joints that include longitudinal bars with standard bends can potentially lead to premature failures with little ductility, even if transverse reinforcement satisfying code requirements is provided. Whether or not the longitudinal bars are continuous or terminated in the joint, reinforcing the strut that extends across the joint with minimum distributed reinforcement is not an appropriate strategy to counteract performance deficiencies resulting from bar bends that do not satisfy Eq. (1). On the contrary, closing knee joint specimens detailed in accordance with Eq. (1) consistently exhibited ductility and strengths that achieve P_{calc} even when transverse reinforcement was not present as evidenced by Specimens S-18-R9 and S-13-R8 in addition to other past tests.^{5,6}

The test results also provide the opportunity to comment on the strut coefficient β_s and nodal zone coefficient β_n that are appropriate for closing knee joints. The code requirement for the bend radius at a curved-bar node given as Eq. (1) incorporates a β_n value of 0.60. Assuming minimum transverse reinforcement is provided in the joint, this value results in the nominal compressive strength of the curved-bar node to govern over the nominal compressive strength of the strut connected to the node, which is assigned a β_s value of 0.75. As previously discussed, Table 23.4.3(a) and Commentary Section R23.4.3 of ACI 318-19 seem to imply that a β_s value of 0.4 is appropriate for the strut in a knee joint without transverse reinforcement, reflecting an expected premature failure compared to a joint with transverse reinforcement. In

this case, the nominal strength of the strut would govern the design, not the nominal strength of the curved-bar node based on Eq. (1). According to the experimental results, however, the presence of transverse reinforcement in the joint did not seem to affect the failure load of the specimens, and the specimens without transverse reinforcement designed to satisfy Eq. (1) exhibited little distress along the strut. The strength of the strut at the curved-bar node in the closing knee joint specimens was not impacted by the presence of transverse reinforcement as implied by the specified strut coefficients.

Nevertheless, for the design of closing knee joints in new structures, minimum transverse reinforcement should be provided for crack control and to allow stress redistribution within the D-region. Moreover, the use of Eq. (1) based on a nodal zone coefficient β_n of 0.60 is appropriate and results in safe, ductile joints.

Joint shear versus the STM

The results of the knee joint tests offer a means to compare two sets of design provisions in ACI 318-19 that each provide a method for calculating the nominal strengths of knee joints: the STM provisions in Chapter 23 and the beam-column joint shear strength provisions in Chapter 15. According to Section 15.4.2.3, the nominal shear strength V_n of knee joints is

$$V_n = 12\lambda\sqrt{f'_c}A_j \quad (2)$$

where λ is the modification factor for lightweight concrete and A_j is the effective joint area. Because the knee joint specimens all have the same effective joint area [(16 in.)(24 in.) = 384 in.²], the nominal shear strengths of the specimens (Table 1) only vary slightly due to small differences in the concrete compressive strengths. In addition to V_n , the values of the shear demand V_u and the ratio V_u/V_n are provided in Table 1 for the eight specimens. Strain gauges indicated that the

longitudinal bars in the specimens with transverse reinforcement in the joint and the companion specimens⁵ (that is, all specimens listed in Table 1) reached or exceeded the yield strain at the joint faces when the maximum load P_{test} was applied with one exception. At one joint face of Specimen TR-S-18-R3, the strain reading was 97% of the yield strain. This small difference between the measured strain and yield strain is considered negligible for the purposes of the current discussion. Therefore, for each knee joint, the value of V_u was taken as the tensile force in the longitudinal reinforcement at yield, or $A_{st}f_y$, where f_y is the measured yield strength.

As indicated in Table 1, the specimens reinforced with six No. 8 bars resulted in V_u/V_n values of 0.96 to 0.98, while the specimens with six No. 7 longitudinal bars led to notably smaller V_u/V_n values of 0.71 to 0.74. Because the values of V_u are based on the yield strength of the reinforcement ($V_u = A_{st}f_y$), the value of V_u/V_n less than 1.0 calculated for each specimen implies that the joints should not experience a shear failure upon yielding of the longitudinal reinforcement. The specimens with the bend radius of a standard hook, however, experienced failures in the joint region upon or soon after yielding of the longitudinal reinforcement, with four of the specimens experiencing failures characterized by distress along the joint diagonal, consistent with joint shear failures reported in the literature.⁷⁻⁹ Moreover, if the joint shear strength expression captured knee joint performance accurately, the large difference between the V_u/V_n values for specimens with different longitudinal reinforcement ratios would not exist, and V_u/V_n would be consistently near 1.0 (or slightly greater than 1.0 if the V_n expression provided conservative estimates of shear strength). It is apparent that the joint shear strength design procedure does not sufficiently reflect closing knee joint performance.

Considering the experimental results of the knee joint tests, the strengths and observed failures of the specimens are clearly related to the bend radius of the longitudinal bars as captured by the STM. Furthermore, the overall specimen behaviors and the distribution of strain correspond to the strut-and-tie model for the joint. The principal compressive strain map for Specimen TR-S-13-R3 at the maximum applied load captured through the use of digital image correlation (DIC) is shown in Fig. 6. The concentration of compressive strains and the apparent strut extending across the joint are in agreement with the assumed strut-and-tie model, providing support for the use of STM provisions for the design of closing knee joints. For joint shear strength provisions to be valid for closing knee joints, harmonization with design based on the STM is needed.

Practical considerations

Satisfying the curved-bar node design provisions can result in challenges if reinforcement fabricators are required to use nonstandard pins and procedures to fabricate bars with nonstandard bend radii. To avoid these potential challenges, designers should endeavor to specify standard bend diameters

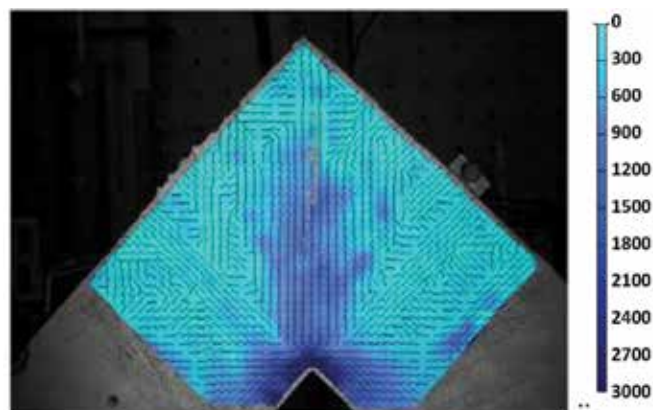


Fig. 6: Principal compressive strains of Specimen TR-S-13-R3 at the maximum applied load (unit: microstrain)

by using fewer larger bars (as opposed to a greater number of smaller bars) at curved-bar nodes. If a designer does specify bends with a diameter that is larger than that of a standard bend, the diameter should be selected with consideration of pins the fabricator will have available. This can be accomplished by choosing bend diameters that can be achieved using pins that are typically used for larger bar sizes. Furthermore, any nonstandard bends should be clearly identified as such on the drawings.

Because the standard bend diameters of No. 3, No. 4, and No. 5 stirrups, ties, and hoops are smaller than the standard bend diameters of standard hooks (refer to Section 25.3 of ACI 318-19), care should be taken by both the designer and fabricator when the standard diameters of hooks are required to ensure the pins for stirrups, ties, and hoops are not inadvertently used. Moreover, for a bar with multiple bends, designers should keep in mind that it may be especially difficult to fabricate the bar if the bends along its length have different bend diameters. Special handling or manual bending may be required for each bend in this situation due to the limitations of automatic bending machines, increasing fabrication time. Lastly, it should be noted that the use of bend diameters larger than those of standard hooks are not unprecedented as they are required for some galvanized bars in accordance with ASTM A767/A767M.¹⁰

Summary

Load tests were conducted on knee joint specimens subjected to closing moments to evaluate the impact of transverse reinforcement in the joint region as well as longitudinal reinforcement details on the performance of the joints. Focus was placed on the requirement for curved-bar nodes in the STM provisions of ACI 318-19 related to the bend radius of the longitudinal bars. Four specimens were designed to represent closing knee joints with practical details. The specimens all contained code-compliant transverse reinforcement in the joint, and two specimens were detailed with discontinuous longitudinal bars that were terminated using hooks in the joint. The

other two specimens contained continuous longitudinal bars. The test results were compared to the performance of similar knee joint specimens without transverse reinforcement in the joint.

The results indicate that the radius of the bar bend at the curved-bar node is critical to the joint performance regardless of the presence of transverse reinforcement in the joint. In other words, transverse reinforcement in the joint (that is, distributed reinforcement across the strut) does not successfully counteract the negative impact of an inadequately designed curved-bar node. The influence of transverse reinforcement on the failure behaviors of the closing knee joint specimens was limited to slowing the rate at which the applied load decreased after the peak load-carrying capacity was reached. The details of the longitudinal bars (continuous versus discontinuous hooked) led to different failure patterns: splitting of the strut that extended across the joint for specimens with continuous bars versus the development of a splitting crack along a portion of the lap splice formed by the discontinuous hooked bars.

The ACI 318-19 expression for the minimum bend radius of curved-bar nodes that incorporates a nodal zone coefficient of 0.60 is appropriate for ensuring knee joints consistently achieve satisfactory strength and ductility. The authors would also like to note that satisfying this expression is especially important for knee joints connected to cantilevered members because the moment acting through the joint cannot be redistributed. Common joint details that include longitudinal bars with standard bend radii can lead to premature failure or compromised ductility of knee joints. Distributed reinforcement should be provided in the joints as required by the Code to control cracks and aid in stress redistribution.

Unlike the STM, joint shear strength provisions in ACI 318-19 do not adequately capture the behavior and strength of closing knee joints. Additional work is needed to eliminate the discrepancy that exists in the Code between the two sets of design requirements.

References

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 519 pp.
2. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002, 445 pp.
3. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 623 pp.
4. Klein, G.J., "Curved-Bar Nodes," *Concrete International*, V. 30, No. 9, Sept. 2008, pp. 42-47.
5. Wang, H.-C.; Williams, C.S.; and Klein, G.J., "Effect of Bend Radius of Reinforcing Bars on Knee Joints under Closing Moments," *ACI Structural Journal*, V. 117, No. 5, Sept. 2020, pp. 315-326.
6. Wang, H.-C., "Behavior and Design of Concrete Frame Corners: Strut-and-Tie Method Approach," PhD Dissertation, Purdue University, West Lafayette, IN, Dec. 2020, 336 pp.
7. Meinheit, D.F., and Jirsa, J.O., "Shear Strength of R/C Beam-Column Connections," *Journal of the Structural Division*, V. 107, No. 11, Nov. 1981, pp. 2227-2244.
8. Zhang, L., and Jirsa, J.O., "A Study of Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," Report on a Research Project Sponsored by National Science Foundation, Grant No. PFR-7720816, The University of Texas at Austin, Feb. 1982, 118 pp.
9. Hwang, S.-J.; Lee, H.-J.; Liao, T.-F.; Wang, K.-C.; and Tsai, H.-H., "Role of Hoops on Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 3, May/June 2005, pp. 445-453.
10. ASTM A767/A767M – 19, "Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement," ASTM International, West Conshohocken, PA, May 2019, 6 pp.

Received and reviewed under Institute publication policies.



ACI member **Hwa-Ching Wang** is a Postdoctoral Fellow of Civil, Architectural, and Environmental Engineering at the University of Texas at Austin, Austin, TX, USA. He received his PhD from Purdue University, West Lafayette, IN, USA, and his BS and MS from National Taiwan University, Taipei, Taiwan.



ACI member **Christopher S. Williams** is an Assistant Professor of Civil Engineering at Purdue University. He received his BS from Southern Illinois University, Carbondale, IL, USA, and his MS and PhD from the University of Texas at Austin. He is a member of Joint ACI-ASCE Committee 445, Shear and Torsion, and Vice Chair of ACI

Subcommittee 445-D, Shear Databases.



ACI Honorary Member **Gary J. Klein** is Executive Vice President and Senior Principal at Wiss, Janney, Elstner Associates, Northbrook, IL, USA. He is a licensed structural engineer specializing in failure investigation and a member of ACI Committee 318, Structural Concrete Building Code, and Joint ACI-ASCE Committee 445, Shear and Torsion. Klein received the 2010 ACI Wason Medal for Most Meritorious Paper and the 2016 ACI Charles S. Whitney Medal and was elected to the National Academy of Engineering.

Efecto del radio de curvatura de la varilla en el desempeño de uniones tipo rodilla con detallado común

por Hwa-Ching Wang, Christopher S. Williams y Gary J. Klein

En la edición de 2014 de los “Requisitos del Código de Construcción para Concreto Estructural (ACI 318),”¹ se presentaron las previsiones del método de puntal-tensor (STM, por sus siglas en inglés) en el capítulo 23 como parte del cuerpo principal del documento después de haber residido en el Apéndice A desde que se introdujo por primera vez en el documento en 2002.² Se incorporaron al Código ACI 318-19³ varias revisiones y adiciones a las disposiciones del STM. En 2019, una de las adiciones importantes fue la inclusión de los requisitos de diseño para los nodos con varillas curvas en la Sección 23.10. Los requisitos de diseño para nodos con varillas curvas se introdujeron por primera vez en un artículo del *Concrete International* escrito por Klein en 2008.⁴ Los nodos de varillas curvas aparecen en el STM cuando la tensión a lo largo de la región del doblez de las varillas longitudinales se equilibra mediante un puntal por la resultante de múltiples puntales.^{3,4} Un ejemplo común de nodo de varilla curva se desarrolla en la esquina exterior de uniones tipo rodilla sujetos a los momentos de cierre (es decir, uniones de cierre tipo rodilla), como se muestra en la Fig. 1(a). Las uniones tipo rodilla se clasifican como regiones D, o regiones de discontinuidad, según la definición del ACI 318-19. Si los dos tensores que se intersectan en el nodo con varilla curva que se encuentra en la unión soportan fuerzas iguales, el ángulo θ_c entre el puntal diagonal y los tensores será igual a 45 grados, y el estado del esfuerzo en el nodo puede representarse

mediante la Fig. 1(b). Las disposiciones sobre los nodos de varillas curvas del ACI 318-19 se basan en la premisa de que la geometría de la unión depende del tamaño del radio de curvatura r_b de las varillas de refuerzo longitudinales. Cuanto mayor sea el radio de curvatura, mayor será la superficie sobre la que pueden actuar los esfuerzos de compresión del puntal. Por lo tanto, un radio de curvatura mayor da lugar a menores esfuerzos de compresión en la unión.

Según el apartado 23.10.2, el radio de curvatura de las varillas longitudinales en el nodo con varilla curva de la Fig. 1 debe satisfacer la Ec. (1)

$$r_b \geq \frac{2A_{ts}f_y}{b_s f'_c} \quad 1$$

donde A_{ts} es el área total del refuerzo longitudinal (es decir, el refuerzo del tensor); f_y es el límite elástico especificado del refuerzo; b_s es el ancho efectivo del puntal en el nodo con varilla curva medido transversalmente al plano del modelo de puntal-tensor; y f'_c es la resistencia a la compresión especificada del concreto. La ecuación (1) se derivó⁴ para limitar los esfuerzos del concreto en un nodo con varilla curva basándose en el coeficiente de zona nodal β_n de una unión CTT (es decir, una unión que ancla dos o más tensores) dado en la Tabla 23.9.2 del ACI

318-19, o 0.60. Cabe señalar que la derivación del requisito de r_b da lugar a una constante en el numerador igual a $1/[(0.85)(0.60)] = 1.96$. Esta constante se redondea a 2 para obtener la ecuación especificada en el Código (Ec. (1)).

Los resultados de un extenso programa de investigación experimental confirmaron la importancia de satisfacer la Ec. (1) al diseñar los nodos con varillas curvas (véase Wang et al.⁵ y Wang⁶). Las pruebas realizadas en especímenes de uniones tipo rodilla revelaron que el cumplimiento del requisito de la ecuación (1) da lugar a un rendimiento satisfactorio tanto en términos de resistencia como de ductilidad. Además, los únicos especímenes de uniones tipo rodilla con $\theta_c = 45^\circ$ que alcanzaron la distribución de esfuerzos internos asumida por un modelo de puntal-tensor para las uniones satisfacían la Ec. (1).

Además del radio de curvatura especificado, el reporte ACI 318-19 requiere que se proporcione un refuerzo transversal en las uniones tipo rodilla. La Tabla 23.4.3(a) del Código especifica un coeficiente de refuerzo β_s de 0.75 para las uniones viga-columna. En este valor se considera el refuerzo o confinamiento transversal exigido para las uniones en el Capítulo 15 del Código (consulte la Sección R23.4.3 del Comentario). La Tabla 23.4.3(a) y la Sección de Comentarios R23.4.3 también parecen implicar que la resistencia del puntal en una unión tipo rodilla sin refuerzo transversal o vigas de confinamiento transversal se rige por un coeficiente de puntal de 0.4, lo que refleja esperar un fallo prematuro de dicha unión. Además, la Sección 23.5 del ACI 318-19 especifica que se debe proporcionar una cantidad mínima de refuerzo distribuido en las regiones D, como las uniones tipo rodilla, que se diseñan utilizando el STM. Aunque el Código carece de claridad en cuanto al detallado de las uniones, los autores consideran que la intención del Código es requerir que las uniones tipo rodilla sin vigas de confinamiento transversal satisfagan los requisitos de refuerzo del Capítulo 15 (específicamente la Sección 15.3.1) para poder utilizar un coeficiente de refuerzo de 0.75. Asimismo, en las uniones tipo rodilla diseñadas con el STM debe proveerse

una cantidad mínima de refuerzo distribuido de acuerdo a los requerimientos de la Sección 23.5, a menos que el puntal de la unión esté restringido por vigas transversales conforme al Capítulo 15. Por lo tanto, el Código implica que los requisitos de refuerzo transversal tanto del Capítulo 15 como de la Sección 23.5 deben cumplirse para las uniones de cierre tipo rodilla para lograr un desempeño satisfactorio.

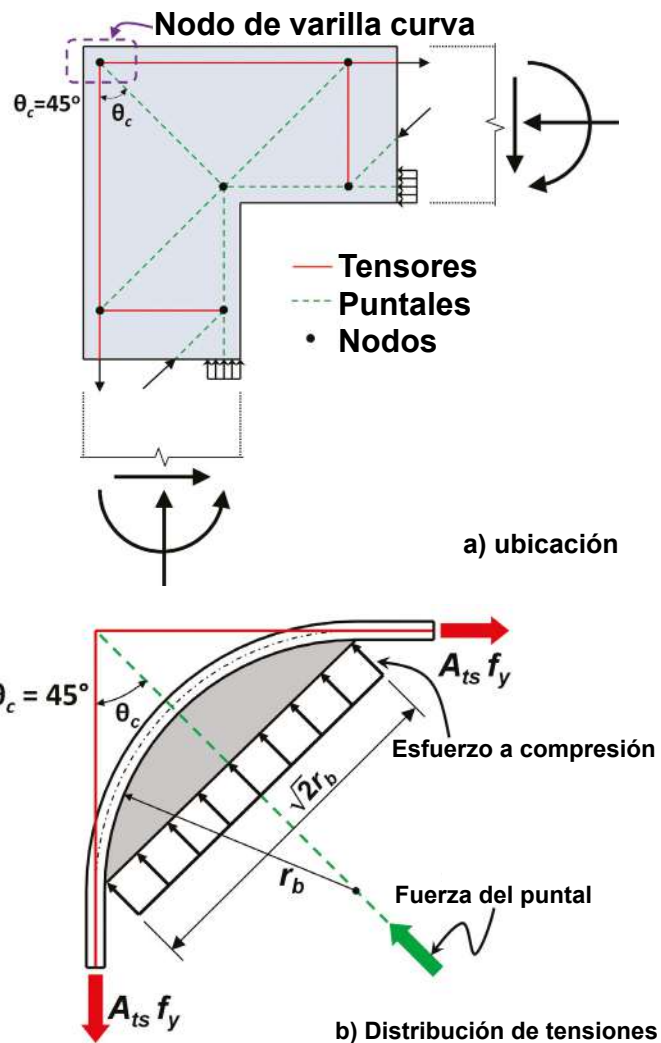


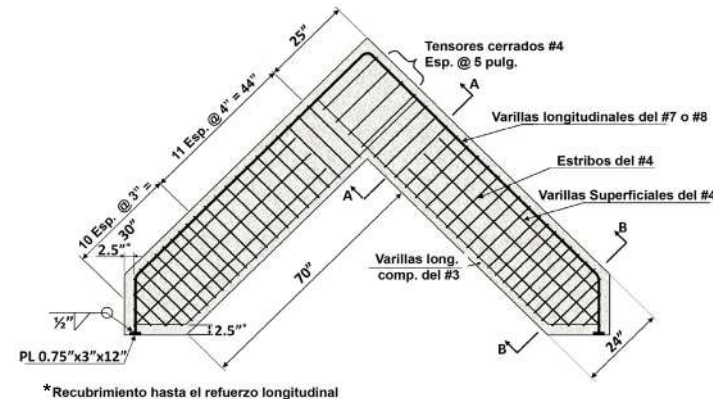
Figura. 1: Nodo de varilla curva dentro de un modelo típico de puntal-tensor en una unión tipo rodilla sujeta a momentos de cierre

Los especímenes de uniones tipo rodilla sometidos a momentos de cierre descritos en Wang et al.⁵ y Wang⁶ no contenían refuerzo transversal en la unión, y los especímenes se comportaban bien tanto en resistencia como en ductilidad si los radios de curvatura de las varillas longitudinales satisfacían la Ec. (1). Por el contrario, los especímenes con radios de curvatura menores que el requisito de la Ec. (1) mostraron una ductilidad y/o resistencia reducidas, y algunos especímenes con radios de

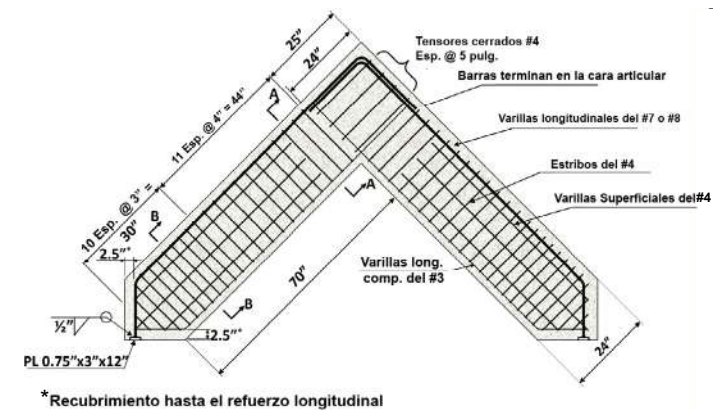
curvatura basados en diámetros de curvatura estándar (es decir, diámetros de curvatura mínimos de ganchos estándar) no alcanzaron las resistencias calculadas por el código. Sin embargo, debido a que estos especímenes no contenían refuerzo transversal en la región de la unión, se mantiene la siguiente pregunta: ¿Las uniones tipo rodilla en nodos con varillas curvas que no cumplen el requisito de la Ec. (1) pero con refuerzo transversal para confinar/reforzar el puntal en la unión, serán capaces alcanzar tanto una resistencia como una ductilidad satisfactorias? En otras palabras, el mérito de la Ec. (1) cuando hay refuerzo transversal no está claro.

Además de la relación desconocida entre el refuerzo transversal y la Ec. (1), los detalles del refuerzo longitudinal que pasa a través de las uniones de cierre tipo rodilla merecen ser evaluados. El modelo de puntal-tensor de la Fig. 1 implica que el refuerzo longitudinal debe estar bien detallado para transportar la fuerza de tensión en los tensores a través de toda la región de la unión. En otras palabras, el refuerzo debe comportarse como varillas continuas. Basándose en la práctica tradicional de detallado, se considera aceptable que el refuerzo longitudinal de la columna y la viga se anclen individualmente en la unión utilizando ganchos estándar de 90 grados, mientras se garantice que las varillas puedan desarrollarse completamente en ambas caras de la unión. Aunque el Capítulo 15 del ACI 318-19 lo permite, la falta de cumplimiento de las disposiciones del STM implica que este detalle puede dar lugar a un comportamiento indeseable de las uniones tipo rodilla porque el radio de curvatura de un gancho estándar puede que no cumpla con la Ec. (1), y por la falta de continuidad del refuerzo longitudinal a través de la región de la unión. Los especímenes sin refuerzo transversal en la unión que se ensayaron previamente contenían varillas longitudinales continuas a través de la región de la unión. Por lo tanto, todavía se necesitan pruebas para evaluar si la presencia del refuerzo transversal que cumple con el código contrarresta cualquier deficiencia en el comportamiento que pueda ser causada por las varillas discontinuas terminadas con ganchos estándar en la unión.

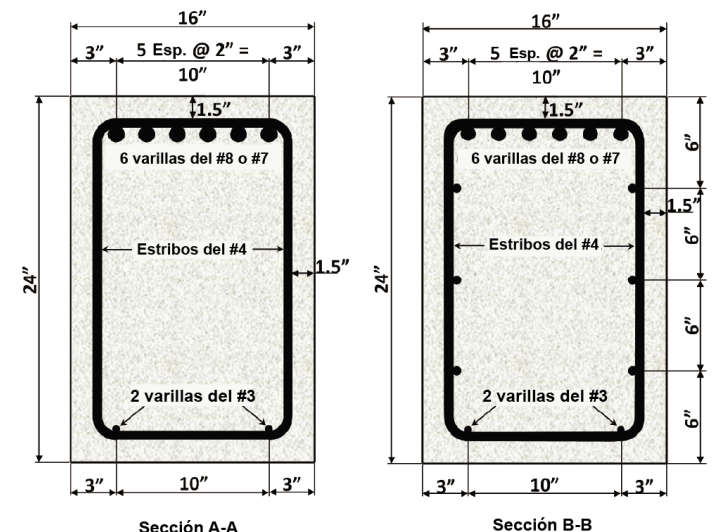
La investigación experimental descrita en este artículo añade cuatro especímenes adicionales a las pruebas anteriores sobre las uniones tipo rodilla que no contenían refuerzo transversal en la región de la unión. Los especímenes adicionales se ensayaron para investigar la contribución del refuerzo transversal en el cierre de las uniones de rodilla y evaluar el comportamiento de las uniones tipo rodilla con varillas longitudinales con gancho discontinuo.



(a) Especímenes con varillas de refuerzo longitudinal continuo (TR-S-18-R3 y TR-S-13-R3)



(b) Especímenes con varillas de refuerzo longitudinal discontinuas (LS-S-18-R3 y LS-S-13-R3)



c) Secciones transversales
Figura. 2: Detalles del espécimen

Programa de ensayos

Los detalles de la geometría y el refuerzo de los cuatro especímenes se proporcionan en la Fig. 2. Cada uno de los especímenes consistía en una unión y dos miembros adyacentes perpendiculares (es decir, “patas”) con dimensiones en la sección transversal de 16 pulg. por 24 pulg. Todos los especímenes contenían un refuerzo transversal en la unión que consistía en estribos cerrados del N° 4 orientados en un solo sentido. Los estribos tenían una separación de 5 pulg. y satisfacían los requisitos tanto de la Sección 23.5 (véase la Tabla 23.5.1(b)) como de la Sección 15.3.1 del ACI 318-19. Las dos patas de cada espécimen se reforzaron con estribos cerrados del N° 4 para evitar fallas a cortante. Como se muestra en la Fig. 2, el refuerzo longitudinal consistía en seis varillas del N° 7 o seis varillas del N° 8. Las varillas longitudinales continuas atravesaban la región de la unión de dos especímenes (TR-S-18-R3 y TR-S-13-R3), y las varillas longitudinales de los otros dos especímenes (LS-S-18-R3 y LS-S-13-R3) fueron discontinuas y se anclaron en las uniones utilizando ganchos estándar. Los radios de curvatura de las varillas de cada espécimen se basaron en los diámetros de curvatura estándar especificados en la Sección 25.3.1 del ACI 318-19. Las prolongaciones rectas de las varillas discontinuas con gancho superaban las longitudes mínimas especificadas en la Sección 25.3.1. Además, la longitud de embebido de las varillas discontinuas con gancho en la unión, medida desde la cara de la unión, superaba la longitud de desarrollo de los ganchos estándar calculada de acuerdo con la Sección 25.4.3 del ACI 318-14 ($l_{dh} = 11.5$ pulg. para las varillas del N° 7 y 13.1 pulg. para las varillas del N° 8 utilizando las propiedades del material medido y tomando $\psi_c = 0.7$), considerado en la edición actual del Código cuando se diseñaron los especímenes. Principalmente debido a la nueva definición del factor de refuerzo de confinamiento ψ_r , la expresión actualizada para l_{dh} en ACI 318-19 no se cumplía para las varillas del No. 8 ($l_{dh} = 25.4$ pulg. tomando $\psi_r = 1.6$ y $\psi_o = 1.0$). Sin embargo, los medidores de deformación en las varillas discontinuas enganchadas indicaron que las varillas cedieron en las caras de la unión. Las varillas enganchadas formaban un empalme por traslape en la unión. Sin embargo, el traslape no estaba diseñado para satisfacer las longitudes de traslape especificadas en el Código.

Los detalles de los especímenes se resumen en la Tabla 1. Con fines de comparación, también se incluyen cuatro especímenes complementarios adicionales presentados en Wang et al.⁵. En las identificaciones de las muestras, “S” significa una sola capa de refuerzo longitudinal. El número 13 o 18 representa la relación mecánica aproximada de refuerzo $\omega [= (A_{ts}/bd)(f_y/f'_c)]$ y permite identificar y comparar fácilmente los especímenes con valores similares de ω . El valor que sigue a “R” representa el radio de curvatura aproximado de las varillas longitudinales. El valor de $r_b/r_{b,ACI}$ en la Tabla 1 es la relación entre el radio de curvatura real de las varillas y el valor dado por la Ec. (1).

Tabla 1: Resumen de las muestras y de los resultados de los ensayos

Fuente	ID del Especimen	Material		Refuerzo longitudinal						Resultados de los ensayos			Análisis de cortante en la unión		
		f'_c ksi	f_y ksi	Patrón	A_{ts} pulg. ²	ω %	r_b pulg.	$r_{b,ACI}$ pulg.	$r_b/r_{b,ACI}$	P_{test} kip	P_{calc} kip	P_{test}/P_{calc}	V_u kip	V_n kip	V_u/V_n
Este estudio	TR-S-18-R3	4.84	66.3	6-No. 8	4.74	18.9	3.3	8.1	0.41	126	134.9	0.93	314.3	320.6	0.98
	TR-S-13-R3	4.66	64.7	6-No. 7	3.60	14.5	2.7	6.2	0.43	112	105.0	1.07	232.9	314.6	0.74
	LS-S-18-R3	5.04	66.3	6-No. 8	4.74	18.1	3.3	7.8	0.42	133	128.9	1.03	314.3	327.1	0.96
	LS-S-13-R3	4.76	64.7	6-No. 7	3.60	14.2	2.8	6.1	0.46	114	100.7	1.13	232.9	317.9	0.73
Especímenes compañeros ⁵	S-18-R3	5.17	67.1	6-No. 8	4.74	17.9	3.3	7.7	0.43	145	138.1	1.05	318.1	331.3	0.96
	S-18-R9	5.08	67.1	6-No. 8	4.74	18.2	9.8	7.8	1.25	146	137.6	1.06	318.1	328.4	0.97
	S-13-R3	5.15	66.1	6-No. 7	3.60	13.4	3.3	5.8	0.57	123	108.3	1.14	238.0	330.7	0.72
	S-13-R8	5.35	66.1	6-No. 7	3.60	12.9	8.1	5.6	1.46	127	108.8	1.17	238.0	337.0	0.71

Como se muestra en la Fig. 3, al realizar el ensayo, se colocó un espécimen entre dos travesaños de acero. Los dos travesaños estaban conectados por dos barras tensoras para formar un sistema auto-regulable. En un extremo de cada barra se montó un cilindro hidráulico, mientras que en el otro extremo se instaló una celda de carga. En el centro de cada travesaño de acero se colocó un soporte de inclinación para permitir la rotación de las superficies del espécimen sometidas a carga. Para eliminar la fricción, cada travesaño se colocó sobre dos capas de láminas de politetrafluoroetileno (PTFE) que se intercalaron entre dos placas de acero. Del mismo modo, la muestra se apoyó en el piso del laboratorio mediante rodillos de acero y dos láminas de PTFE colocadas entre dos placas de acero. Se montaron dos potenciómetros de cadena lineal en el espécimen, uno en cada una de las caras laterales en el extremo de una pata del espécimen. La cuerda se extendía horizontalmente y se sujetaba al extremo de la otra pata. La media de las lecturas de los dos sensores se tomó como el desplazamiento relativo (denominado en este artículo como δ) entre las dos patas. La carga se aplicó de forma monótonica hasta que se observó una caída sustancial de la capacidad de carga o se alcanzó el límite de movimiento de los cilindros hidráulicos (aplicable a los especímenes S-18-R9 y S-13-R8 de la Tabla 1 debido a su ductilidad).

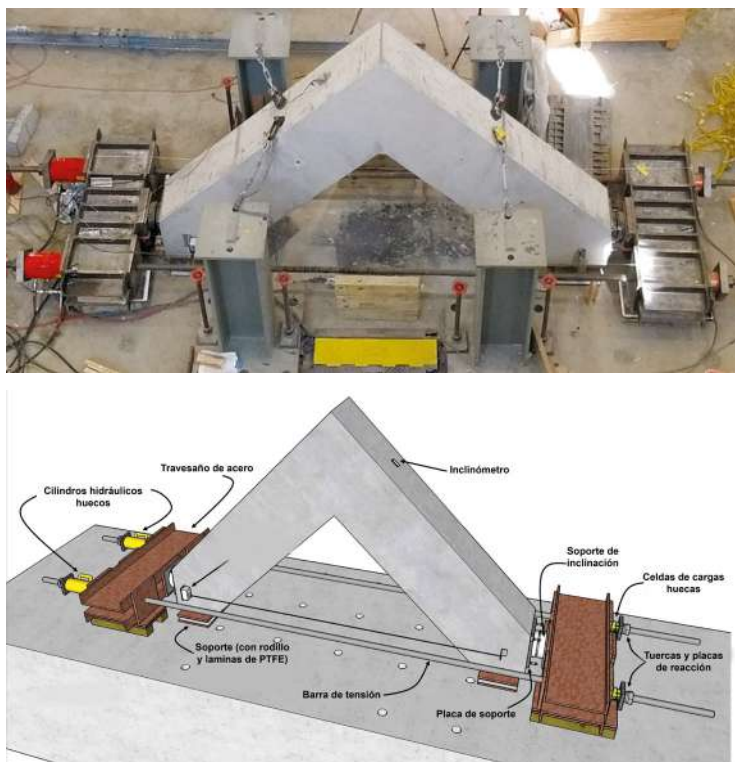


Figura. 3: Montaje de la prueba

Resultado de los ensayos

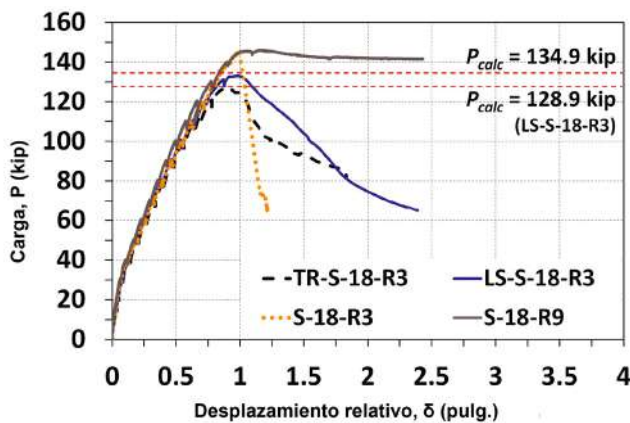
Relaciones entre resistencia y desplazamientos de carga

En la Fig. 4 se presentan las curvas de desplazamiento relativo a la carga de los especímenes. También se incluyen las respuestas de los especímenes complementarios sin refuerzo transversal en la junta presentada en la Tabla 1. Para facilitar las comparaciones, las respuestas de las uniones tipo rodilla con valores similares de ω (es decir, con la misma disposición del refuerzo longitudinal) se incluyen en el mismo gráfico. Las líneas rojas discontinuas indican las capacidades de carga P_{calc} calculadas a partir de las propiedades de los materiales analizados. El valor de P_{calc} es la carga aplicada que provoca un momento igual a la capacidad nominal de flexión en la cara de la unión del espécimen calculada mediante el procedimiento de análisis transversal de la Sección 22.2 del ACI 318-19. Se consideró la fuerza axial en las patas del espécimen durante el ensayo. En cada gráfico se indican dos valores de P_{calc} . El valor más bajo corresponde al espécimen con barras discontinuas en forma de gancho y considera la profundidad efectiva ligeramente menor de una de las patas contiguas (Fig. 2(b)). El valor más alto de P_{calc} en cada gráfico considera los otros tres especímenes. Debido a ligeras variaciones en las propiedades de los materiales, el valor de P_{calc} difiere entre los tres especímenes, y sólo se indica el valor más bajo para estos especímenes. Los resultados de los ensayos se resumen en la Tabla 1, donde P_{test} es la carga máxima resistida por el espécimen. En la Fig. 4(a) se presentan las curvas de carga-desplazamiento de los especímenes reforzados con seis varillas del N° 8. Con el radio de curvatura de un gancho estándar y el refuerzo transversal en la junta, el espécimen TR-S-18-R3 no alcanzó su capacidad de carga calculada ($P_{test} / P_{calc} = 0.93$), mientras que el espécimen LS-S-18-R3 superó ligeramente su capacidad calculada ($P_{test} / P_{calc} = 1.03$). El espécimen sin refuerzo transversal en la unión y detallado con el radio de curvatura de un gancho estándar (especimen S-18-R3)

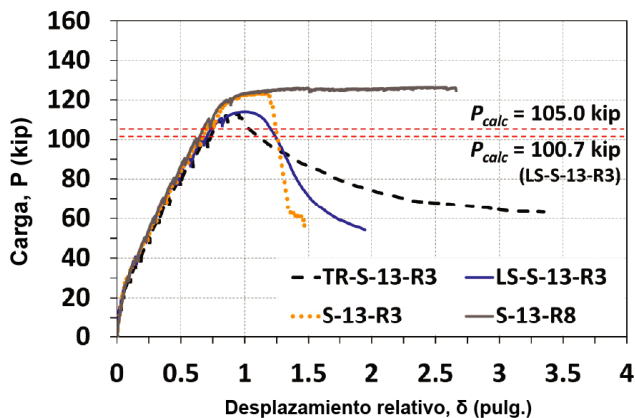
también alcanzó una capacidad superior a la resistencia calculada ($P_{test}/P_{calc}=1.05$). No se puede identificar claramente el efecto de los diferentes detalles de las varillas longitudinales (enganchadas continuas o discontinuas) sobre la resistencia o el desplazamiento correspondiente a la carga máxima. Los tres especímenes con el radio de curvatura de un gancho estándar experimentaron una reducción de la capacidad de carga después de alcanzar la carga máxima (es decir, los especímenes no mostraron una meseta de carga). Sin embargo, el espécimen S-18-R9 con un radio de curvatura que satisface el requisito del código actual para las uniones con varillas curvas (Ec. (1)), a pesar de no contener refuerzo transversal en la junta, alcanzó una capacidad superior a la resistencia calculada ($P_{test}/P_{calc}=1.06$) y mostró una ductilidad significativa, alcanzando un desplazamiento relativo de 2.45 pulg. cuando se detuvo el ensayo debido al límite de movimiento de los cilindros hidráulicos.

A diferencia de los especímenes reforzados con varillas del N° 8, los valores de P_{test}/P_{calc} fueron superiores a 1.0 para todos los especímenes reforzados con varillas del N° 7. Independientemente de la presencia de estribos en la unión, los tres especímenes con el radio de curvatura de un gancho estándar demostraron poca o ninguna ductilidad, como se muestra en la Fig. 4(b). Los especímenes TR-S-13-R3 y LS-S-13-R3 alcanzaron esencialmente la misma capacidad de carga a pesar de los diferentes detalles de las varillas longitudinales. De nuevo, los especímenes con un radio de curvatura que satisface la Ec. (1) (especimen S-13-R8) demostraron un comportamiento superior con una meseta de carga bien definida a pesar de no contener refuerzo transversal en la junta. La comparación de la Fig. 4(a) con la Fig. 4(b) muestra que las tendencias generales siguen siendo las mismas para los dos grupos de especímenes con diferentes relaciones de refuerzo mecánico.

Sin embargo, los comportamientos post-pico de los especímenes con el radio de curvatura de un gancho estándar mostraron variaciones que parecen estar influenciadas por los detalles de la unión. Aunque todos estos especímenes carecían de ductilidad, la pendiente de la rama descendente de las curvas carga-desplazamiento varía, y la carga aplicada disminuye a un ritmo más lento para los especímenes con refuerzo transversal en la junta en comparación con sus especímenes compañeros sin refuerzo transversal. Tomando en cuenta los especímenes de prueba con el radio de curvatura de un gancho estándar, la leve mejora en el comportamiento resultante del refuerzo transversal en la unión no se compara con el aumento significativo de la ductilidad que proporcionan los radios de curvatura más grandes, como lo muestran los especímenes S-18-R9 y S-13-R8.



(a) Especímenes con varillas de refuerzo longitudinal del N° 8

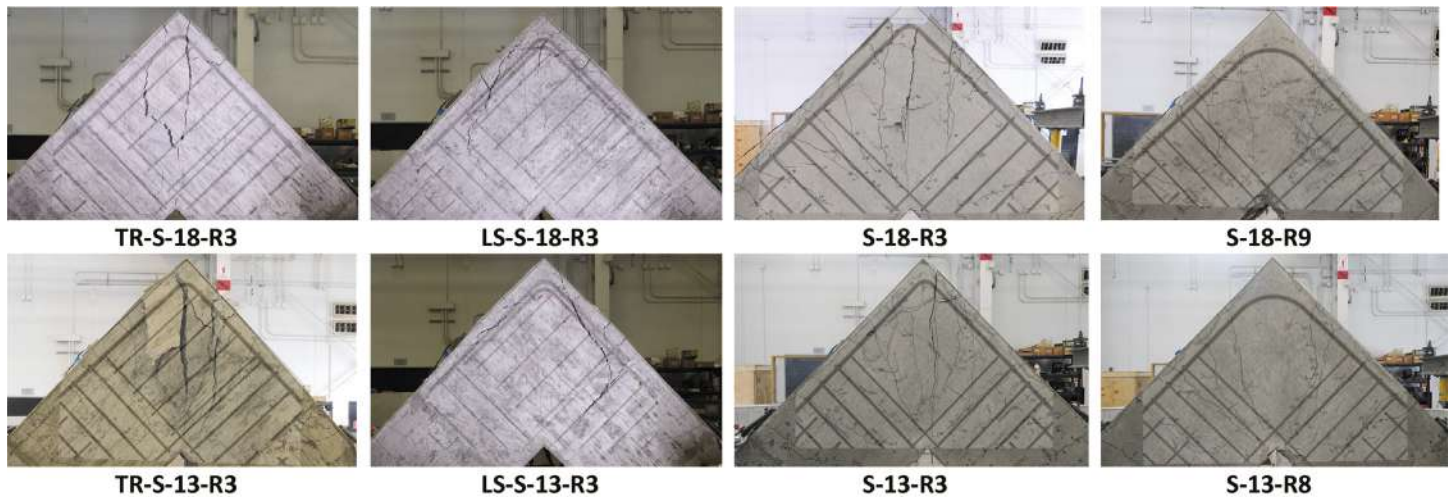


(b) Especímenes con barras de refuerzo longitudinal del N° 7

Figura. 4: Curvas de desplazamiento en función de la carga

Observaciones Visuales

En la Fig. 5 se presentan fotografías de los especímenes después del ensayo. Los patrones de daño resultaron afectados por los detalles del refuerzo. En el caso de los especímenes de la Fig. 5(a) con varillas de refuerzo longitudinales continuas a través de la esquina exterior (especímenes TR-S-18-R3 y TR-S-13-R3), la pérdida de capacidad de carga después de alcanzar la carga máxima aplicada correspondía a la formación repentina de una grieta por la rotura a lo largo del puntal la cual se extendía a través de la junta. Posteriormente, el recubrimiento de concreto se separó gradualmente de la superficie lateral de la junta a lo largo del puntal a medida que la capacidad de carga disminuía.



(a) Especímenes del estudio actual

(b) Especímenes compañeros sin refuerzo transversal en la junta

Figura. 5: Patrones de daños observados al final de los ensayos

A diferencia de los especímenes con varillas de refuerzo continuas, los especímenes con varillas discontinuas en forma de gancho (especímenes LS-S-18-R3 y LS-S-13-R3) no experimentaron la falla causada por la rotura del puntal a través de la unión. En cambio, los especímenes fallaron cuando se desarrolló una grieta por la rotura a lo largo de una parte del empalme por traslape formado por los ganchos en la junta, como se muestra en la Fig. 5(a). Posteriormente, esta grieta por la rotura se conectó con la grieta por flexión situada en la cara de la junta. Cabe destacar que, en el momento de la carga máxima aplicada P_{test} , los medidores de deformación de las varillas longitudinales de los especímenes LS-S-18-R3 y LS-S-13-R3 indicaron que el límite elástico de las varillas se alcanzó o se superó en las caras de la unión.

En la Fig. 5(b) se presentan los patrones de daño de los especímenes sin refuerzo transversal en la unión. En el caso de los especímenes con radio de curvatura de un gancho estándar (especímenes S-18-R3 y S-13-R3), la caída repentina de la capacidad de carga se caracterizó por la aparición de una grieta por la rotura a lo largo del puntal que se extendía a través de la unión, de forma similar a los especímenes con refuerzo transversal y varillas longitudinales continuas. En el caso del espécimen S-18-R3, el recubrimiento lateral de concreto ubicado aproximadamente a la mitad del puntal se desprendió repentinamente en el mismo momento en que se abrió la grieta por la rotura. Sin embargo, el descascaramiento estaba relativamente localizado y se produjo de forma repentina, a diferencia de la separación gradual de la cubierta de los especímenes TR-S-18-R3 y TR-S-13-R3. Por otra parte, el espécimen S-13-R3 no mostraba signos de descascaramiento similar del concreto. Por el contrario, para los especímenes con un radio de curvatura que cumple la Ec. (1), el daño no estaba relacionado con la falla por la rotura del puntal o por la falla por la rotura a lo largo de las varillas de refuerzo longitudinales. En cambio, los especímenes mostraron un comportamiento dúctil, y se observó un notable aplastamiento del concreto en la esquina reentrante antes del final de estos ensayos.⁵

Discusión

Repercusiones de los detalles

Como se observa en la Fig. 4, la presencia de refuerzo transversal en la junta no parecía afectar a la resistencia de los especímenes, lo que indica que suministrar el refuerzo distribuido mínimo requerido por el código para las juntas tipo rodilla bajo momentos de cierre tiene poco o ningún efecto sobre la resistencia si las varillas longitudinales se detallan con un radio de curvatura de un gancho estándar que no satisface la Ec. (1). Es decir, los detalles comunes para las uniones de cierre tipo rodilla que incluyen varillas longitudinales con curvas estándar potencialmente pueden provocar fallas prematuras con poca ductilidad, incluso si se proporciona un refuerzo transversal que satisfaga los requisitos del código. Tanto si las varillas longitudinales son continuas como si terminan en la unión, reforzar el puntal que se extiende a través de la unión con un refuerzo mínimo distribuido no es una estrategia adecuada para contrarrestar las deficiencias en el comportamiento resultantes de los dobleces de las barras que no satisfacen la Ec. (1). Por el contrario, los especímenes de la unión de cierre tipo rodilla detallados de acuerdo con la Ec. (1) mostraron consistentemente ductilidad y resistencias que alcanzan P_{calc} incluso cuando el refuerzo transversal no estaba presente, como lo demuestran los especímenes S-18-R9 y S-13-R8 además de otras pruebas anteriores.^{5,6}

Los resultados de los ensayos también ofrecen la oportunidad de comentar sobre el coeficiente β_s del puntal y el coeficiente β_n de la zona del nodo que son apropiados para la unión de cierre tipo rodilla. El requisito del código para el radio de curvatura de la unión con varilla curvada dado como Ec. (1), incorpora un valor de β_n de 0.60. Suponiendo que se proporciona un refuerzo transversal mínimo en la junta, este valor da lugar a que la resistencia nominal a la compresión del nodo de varilla curva rija sobre la resistencia nominal a la compresión del puntal conectado al nodo, al que se le asigna un valor β_s de 0.75. Como se ha comentado anteriormente, la Tabla 23.4.3(a) y la Sección de Comentarios R23.4.3 del ACI 318-19 parecen implicar que un valor β_s de 0.4 es apropiado para el puntal en una unión

tipo rodilla sin refuerzo transversal, lo que refleja una falla prematura esperada en comparación con una unión con refuerzo transversal. En este caso, la resistencia nominal del puntal regiría el diseño, no la resistencia nominal del nodo de la varilla curva basándose en la Ec. (1). Sin embargo, de acuerdo con los resultados experimentales, la presencia de refuerzo transversal en la unión no parecía afectar la carga de falla de los especímenes, y los especímenes sin refuerzo transversal diseñados para satisfacer la Ec. (1) exhibían poca afectación a lo largo del puntal. La resistencia del puntal en el nodo de la varilla curva en los especímenes de la unión de cierre tipo rodilla no se vio afectada por la presencia del refuerzo transversal, tal y como implican los coeficientes de puntal especificados.

No obstante, para el diseño de las uniones de cierre tipo rodilla en estructuras nuevas, debe proveerse un refuerzo transversal mínimo para el control de las grietas y para permitir la redistribución de los esfuerzos dentro de la región D. Asimismo, el uso de la Ec. (1) basado en un coeficiente de la zona nodal β_n de 0.60 es adecuado y da lugar a uniones seguras y dúctiles.

Cortante en la junta vs. el STM

Los resultados de las pruebas de las uniones tipo rodilla ofrecen un medio para comparar dos grupos de disposiciones de diseño en el ACI 318-19 que proporcionan cada uno un método para calcular las resistencias nominales de las uniones tipo rodilla: las disposiciones del STM en el Capítulo 23 y las disposiciones de resistencia a cortante de las uniones de viga-columna en el Capítulo 15. De acuerdo con la Sección 15.4.2.3, la resistencia nominal a cortante V_n de las uniones de rodilla es

$$V_n = 12\sqrt{f'_c}A_j \quad 2$$

donde λ es el factor de modificación del concreto ligero y A_j es el área efectiva de la unión. Dado que todos los especímenes de uniones tipo rodilla tienen la misma área efectiva de unión [(16 pulg.) (24 pulg.) = 384 pulg.²], las resistencias nominales

a cortante de los especímenes (Tabla 1) sólo varían ligeramente debido a pequeñas diferencias en las resistencias a la compresión del concreto. Además de V_n , en la Tabla 1 se proporcionan para los ocho especímenes los valores de la demanda a cortante V_u y la relación V_u/V_n . Los medidores de deformación indicaron que las varillas longitudinales de los especímenes con refuerzo transversal en la unión y los especímenes compañeros⁵ (es decir, todos los especímenes elistados en la Tabla 1), alcanzaron o superaron la deformación de límite elástico en las caras de la unión cuando se aplicó la carga máxima P_{test} con una excepción. En una de las caras de la unión del espécimen TR-S-18-R3, la lectura de la deformación fue del 97% de la deformación de límite elástico. Esta pequeña diferencia entre la deformación medida y la deformación de límite elástico se considera insignificante para los fines de la presente discusión. Por lo tanto, para cada unión de rodilla, el valor de V_u se tomó como la fuerza de tensión en el refuerzo longitudinal en el límite elástico, o $A_{ts}f_y$, donde f_y es el límite elástico medido.

Como se indica en la Tabla 1, los especímenes reforzados con seis varillas del N° 8 arrojaron a valores V_u/V_n de 0.96 a 0.98, mientras que los especímenes con seis varillas longitudinales del N° 7 condujeron a valores notablemente menores de V_u/V_n , de 0.71 a 0.74. Dado que los valores de V_u se basan en el límite elástico del refuerzo ($V_u = A_{ts}f_y$), el valor de V_u/V_n inferior a 1.0 calculado para cada uno de los especímenes implica que las uniones no deberían experimentar una falla a cortante al producirse el límite elástico del refuerzo longitudinal. Sin embargo, los especímenes con el radio de curvatura de un gancho estándar experimentaron fallas en la región de la unión en el momento que cedió el refuerzo longitudinal o poco después, y cuatro de los especímenes experimentaron fallas caracterizadas por la fatiga a lo largo de la diagonal de la junta, consistente con las fallas de corte de la junta reportadas en la literatura.⁷⁻⁹ Además, si la expresión de la resistencia a cortante de la unión reflejara con precisión el comportamiento de la junta tipo rodilla, no existiría la gran diferencia entre los valores de V_u/V_n para las muestras con diferentes relaciones de refuerzo longitudinal, y V_u/V_n se aproximaría sistemáticamente a 1.0 (o sería ligeramente superior a 1.0 si la expresión de V_n proporcionara estimaciones conservadoras de la resistencia a cortante). Es aparente que el

procedimiento de diseño de la resistencia a corte en la junta no refleja suficientemente el desempeño de la unión de cierre de rodilla

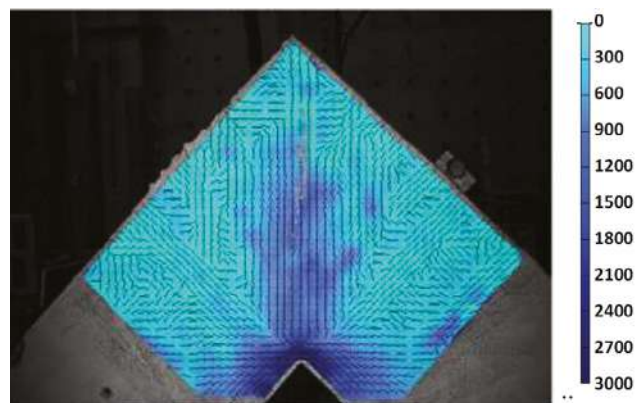


Figura. 6: Las principales deformaciones por compresión del espécimen TR-S-13-R3 con la máxima carga aplicada (unidad: microdeformación)

Teniendo en cuenta los resultados experimentales de los ensayos de la unión tipo rodilla, las resistencias y las fallas observadas en los especímenes están claramente relacionadas con el radio de curvatura de las varillas longitudinales detectado por el STM. Además, el comportamiento general de los especímenes y la distribución de las deformaciones corresponden al modelo de puntal-tensor para la unión. En la Fig. 6 se muestra el principal mapa de deformaciones por compresión del espécimen TR-S-13-R3 en la máxima carga aplicada, capturado mediante el uso de la correlación digital de imágenes (DIC, por sus siglas en inglés). La concentración de las deformaciones por compresión y el puntal aparente que se extiende a lo largo de la unión están en conformidad con el modelo asumido de puntal y tensor, proporcionando soporte para el uso de las disposiciones del STM para el diseño de la unión de cierre tipo rodilla. Para que las disposiciones de resistencia a cortantes de las juntas sean válidas para las uniones de cierre tipo rodilla, es necesario armonizarlas con el diseño basado en el STM.

Consideraciones prácticas

El cumplimiento de las disposiciones de diseño de los nodos con varillas curvas puede plantear problemas si se exige a los fabricantes de refuerzo que utilicen pernos y procedimientos no estándar para fabricar

varillas con radios de curvatura no estándar. Para evitar estos posibles problemas, los diseñadores deben procurar especificar diámetros de curvatura estándar utilizando menos varillas grandes (en lugar de un mayor número de varillas pequeñas) en los nodos con varillas curvas. Si un diseñador especifica curvaturas con un diámetro mayor que el de una curvatura estándar, el diámetro debe seleccionarse teniendo en cuenta los pernos que el fabricante tendrá disponibles. Esto puede lograrse eligiendo diámetros de curvatura que puedan conseguirse utilizando pernos que suelen emplearse para tamaños de varillas más grandes. Además, las curvas no estándar deben estar claramente identificadas como tales en los planos.

Debido a que los diámetros de curvatura estándar de los estribos del N° 3, N° 4 y N° 5, los tensores y los ganchos son más pequeños que los diámetros de curvatura estándar de los ganchos estándar (consulte la Sección 25.3 del ACI 318-19), tanto el diseñador como el fabricante deben tener cuidado cuando se necesiten los diámetros estándar de los ganchos para asegurarse que los pernos de los estribos, los tensores y los ganchos no se utilicen de forma inadvertida. Además, en el caso de una varilla con múltiples curvaturas, los diseñadores deben tener en cuenta que puede ser especialmente difícil fabricar la varilla si las curvas a lo largo de su longitud tienen diferentes diámetros de curvatura. En esta situación puede ser necesaria una manipulación especial o el doblado manual de cada curva debido a las limitaciones de las máquinas curvadoras automáticas, lo que aumenta el tiempo de fabricación. Por último, cabe señalar que la utilización de diámetros de curvatura superiores a los de los ganchos estándar no es algo sin precedentes, ya que son necesarios para algunas varillas galvanizadas de acuerdo con la norma ASTM A767/A767M.¹⁰

Resumen

Se realizaron pruebas de carga en especímenes de uniones del tipo rodilla sometidos a momentos de cierre para evaluar el impacto del refuerzo transversal en la región de la unión, así como los detalles del refuerzo longitudinal, en el comportamiento de las uniones. Se hizo hincapié

en el requisito de los nodos con varillas curvas en las disposiciones del STM del ACI 318-19 relacionadas con el radio de curvatura de las varillas longitudinales. Se diseñaron cuatro especímenes para representar las uniones de cierre tipo rodilla con detalles prácticos. Todos los especímenes contaban con refuerzo transversal en la unión que cumplía con el código, y dos especímenes se detallaron con varillas longitudinales discontinuas que fueron rematadas con ganchos en la unión. Los otros dos especímenes contenían varillas longitudinales continuas. Los resultados de las pruebas se compararon con el comportamiento de especímenes similares para uniones tipo rodilla sin refuerzo transversal en la unión.

Los resultados indican que el radio de curvatura en el nodo de la varilla curva es fundamental para el comportamiento de la unión, independientemente de la presencia de refuerzo transversal en la misma. En otras palabras, el refuerzo transversal en la unión (es decir, el refuerzo distribuido a lo largo del puntal) no contrarresta con éxito el impacto negativo de un nodo de varilla curva diseñado inadecuadamente. La influencia del refuerzo transversal en los comportamientos de falla de los especímenes de la unión de cierre tipo rodilla se limitó a la disminución de la velocidad de la carga aplicada después de que se alcanzara la capacidad de carga máxima. Los detalles de las varillas longitudinales (con ganchos continuos o discontinuos) dieron lugar a diferentes patrones de falla, por la rotura del puntal, que se extendía a través de la unión para los especímenes con varillas continuas frente al desarrollo de una grieta por la rotura a lo largo de una porción del empalme por el traslape que se forma por las varillas enganchadas.

La expresión del ACI 318-19 para el radio de curvatura mínimo de los nodos de las varillas curvas, que incorpora un coeficiente de zona nodal de 0.60, es adecuada para garantizar que las uniones tipo rodilla alcancen sistemáticamente una resistencia y ductilidad satisfactorias. Los autores también quieren señalar que el cumplimiento de esta expresión es especialmente importante para las uniones de rodilla conectadas a miembros en voladizo,

porque el momento que actúa a través de la unión no puede ser redistribuido. Los detalles comunes de las uniones que incluyen varillas longitudinales con radios de curvatura estándar pueden provocar fallas prematuras o comprometer la ductilidad de las uniones tipo rodilla. Debe proporcionarse un refuerzo distribuido en las uniones, tal como exige el Código, para controlar las grietas y ayudar a la redistribución de los esfuerzos.

A diferencia del STM, las disposiciones de resistencia a cortante de las uniones en el ACI 318-19 no captan adecuadamente el comportamiento y la resistencia de las uniones de cierre tipo rodilla. Se necesita trabajo adicional para eliminar la discrepancia que existe en el Código entre los dos juegos de requisitos de diseño.

Referencias

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 519 pp.
2. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002, 445 pp.
3. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 623 pp.
4. Klein, G.J., "Curved-Bar Nodes," *Concrete International*, V. 30, No. 9, Sept. 2008, pp. 42-47.
5. Wang, H.-C.; Williams, C.S.; and Klein, G.J., "Effect of Bend Radius of Reinforcing Bars on Knee Joints under Closing Moments," *ACI Structural Journal*, V. 117, No. 5, Sept. 2020, pp. 315-326.
6. Wang, H.-C., "Behavior and Design of Concrete Frame Corners: Strut-and-Tie Method Approach," PhD Dissertation, Purdue University, West Lafayette, IN, Dec. 2020, 336 pp.
7. Meinheit, D.F., and Jirsa, J.O., "Shear Strength of R/C Beam-Column Connections," *Journal of the Structural Division*, V. 107, No. 11, Nov. 1981, pp. 2227-2244.
8. Zhang, L., and Jirsa, J.O., "A Study of Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," Report on a Research Project Sponsored by National Science Foundation, Grant No. PFR-7720816, The University of Texas at Austin, Feb. 1982, 118 pp.

9. Hwang, S.-J.; Lee, H.-J.; Liao, T.-F.; Wang, K.-C.; and Tsai, H.-H., "Role of Hoops on Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 3, May/June 2005, pp. 445-453.

10. ASTM A767/A767M – 19, "Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement," ASTM International, West Conshohocken, PA, May 2019, 6 pp.



Hwa-Ching Wang, miembro de ACI, es becario postdoctoral de Ingeniería Civil, Arquitectónica y Medioambiental en la Universidad de Texas en Austin, Austin, TX, EE.UU. Se doctoró en la Universidad de Purdue, West Lafayette, IN, EE.UU., y se licenció y graduó en la Universidad Nacional de Taiwán, Taipéi, Taiwán.



Christopher S. Williams, miembro de ACI, es profesor adjunto de Ingeniería Civil en la Universidad de Purdue. Se licenció en la Universidad del Sur de Illinois, Carbondale, IL, EE.UU., y obtuvo un máster y un doctorado en la Universidad de Texas en Austin. Es miembro del Comité Conjunto ACI-ASCE 445, Cortante y Torsión, y Vicepresidente del Subcomité ACI 445-D, Bases de Datos sobre Cortante.



Gary J. Klein, miembro Honorario del ACI, es Vicepresidente Ejecutivo y Director Senior de Wiss, Janney, Elstner Associates, Northbrook, IL, EE.UU. Es ingeniero estructural autorizado especializado en la investigación de fallas y miembro del Comité 318 del ACI, Código de Construcción de Concreto Estructural, y del Comité Conjunto ACI-ASCE 445, Cortante y Torsión. Klein recibió la medalla Wason del ACI en 2010 por el trabajo más meritorio y la medalla Charles S. Whitney del ACI en 2016, y fue elegido miembro de la Academia Nacional de Ingeniería.

**La traducción de este artículo
correspondió al Capítulo de
México Noreste**

*Título: Efecto del radio de curvatura de la
varilla en el desempeño de uniones tipo
rodilla con detallado común*



Traductor:

Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Revisor Técnico:

Dr. Bernardo Tadeo Teran Torres