



횡보강근이 없는 40, 60 MPa 콘크리트에서 철근 압축이음의 거동과 강도

천성철¹⁾ · 이성호¹⁾ · 오보환¹⁾

¹⁾(주)대우건설 기술연구원 건축연구팀

Behavior and Capacity of Compression Lap Splice in Unconfined Concrete with Compressive Strength of 40 and 60 MPa

Sung-Chul Chun,^{1)*} Sung-Ho Lee,¹⁾ and Bohwan Oh¹⁾

¹⁾Architectural Technology Research Team, Daewoo Institute of Construction Technology, Daewoo E&C Co., Ltd., Suwon 440-210, Korea

ABSTRACT A compression lap splice can be calculated longer than a tension lap splice in high strength concrete according to current design codes. New criteria for the compression lap splice including the effects of concrete strength are required for practical purpose of ultra-high strength concrete. Characteristics of compression lap splice have been extensively investigated and main parameters are derived. In addition, an experimental study has been conducted with column specimens in concrete strength of 40 and 60 MPa. The strength of the compression lap splice consists of bond and end bearing and two contributors are combined. Therefore, combined action of bond and end bearing should be assessed. Compared with tension splices, concrete strength significantly affects the strength of compression splices due to short splice length and existence of end bearing. Test results show that the splice strength can be evaluated to be proportional to square root of compressive strength of concrete. The stress states of concrete surrounding spliced bars govern the strengths of bond and end bearing. Because the axial stress of the concrete is relatively high, the splice strength is not dependent on clear spacing. End bearing strength is not affected by splice length and clear spacing and is expressed with a function of the square root of concrete strength. The failure mode of specimens is similar to side-face blowout of pullout test of anchors and the strength of end bearing can be evaluated using the equation of side-face blowout strength. Because the stresses developed by bond in compression splices are nearly identical to those in tension splices, strength increment of compression splices is attributed to end bearing only.

Keywords : compression lap splice, bond, end bearing, splice length, clear spacing

1. 서 론

철근은 주로 인장력을 부담하게 되므로 인장이음길이에 대한 연구만이 집중적으로 이루어졌다.¹⁾ 하지만 철근은 압축부재에서 압축력을 부담하게 되는데, 압축을 받는 철근의 이음길이 설계법은 1963년 PCA에 발표된 연구²⁾를 바탕으로 현재까지 사용되고 있다.^{3,4)}

압축이음길이는 단부 지압력으로 인해 인장이음길이보다 짧게 된다. 그러나 현행 기준에서는 압축이음길이 산정에서 콘크리트 강도의 영향을 고려하고 있지 않기 때문에, Fig. 1과 같이 고강도콘크리트를 사용할 경우 설계기준에서 요구하는 압축이음길이가 인장이음길이보다 길어지는 현상이 발생된다. 최근 압축강도 60 MPa 이상의 콘크리트를 적용하는 구조물이 증가하고 있으며, 100 MP

을 초과하는 초고강도콘크리트에 대한 실용화 연구가 활발히 진행중에 있다.^{5,6)}

고강도콘크리트의 경제적 실용화를 위해서는 실제 거동과 상이한 현행 설계기준식의 개정이 필수적이다. 본 논문에서는 콘크리트의 압축강도, 이음길이, 철근간격에 대한 이론 및 실험적 연구를 통해 압축이음의 거동과 강도 특성을 분석하여, 합리적 설계의 기초자료를 제공하고자 한다.

2. 압축이음 설계기준

지금까지 압축이음에 관한 연구가 제한적으로 수행되어 각국의 설계기준에서 큰 차이가 없다. 실용적인 이유로 이음강도로 표현하지 않고, 철근의 설계항복강도를 발현하기 위한 이음길이를 규정하고 있다.

콘크리트구조설계기준³⁾, ACI 318-08⁴⁾, 캐나다 CSA A23.3-04,⁷⁾ 뉴질랜드 NZS 3101-:2006⁸⁾이 비슷한 형식의 식을 사용하고 있으며, 각국의 철근 규격 강도에 따라

*Corresponding author E-mail : bluebird@dwconst.co.kr
Received September 16, 2008, Revised February 25, 2009
Accepted April 17, 2009

©2009 by Korea Concrete Institute

한계값과 계수값이 조금씩 상이하다. 유럽의 *fib*⁹⁾ 기준은 인장을 받는 철근의 기본식을 그대로 사용하고 있다.

콘크리트구조설계기준을 비롯한 미국, 캐나다, 뉴질랜드 기준의 압축이음길이 산정식 기본형과 계수를 Table 1에 정리하였다. 콘크리트구조설계기준 해설에서 이음강도는 단부 지압에 크게 영향을 받으므로 이음길이를 증가시켜도 이에 비례하여 이음강도가 증가하지 않는다고 설명하고 있다. 단부 지압과 부착의 영향을 나눠서 평가하지 않고 있으며, 특히 고강도콘크리트에 대한 영향을 고려하지 않고 있다. 따라서 Fig. 1과 같이 B급 인장이음길이에 비해 압축이음길이가 길어지는 경우가 발생하게 된다. 이러한 현상은 실제 거동과 상이한데, 이것은 현행 설계식이 30 MPa 미만의 콘크리트를 사용한 11개 기둥 실험에²⁾ 근거하기 때문이다.

*fib*에서는 인장이음과 압축이음에 대해 동일한 형태의 식을 사용하고, 인장이음에 대해 조건에 따른 증가계수를 곱하여 이음길이를 산정한다. 철근의 부분안전계수 (partial safety factor, γ_s)와 부착강도의 재료안전계수 (material safety factor)를 고려하고 원주 공시체 강도를 사용할 때, 압축이음길이는 식 (1)로 산정한다.

$$l_{s, fib} = \frac{f_{yk}d_b}{1.45(f_{ck})^{2/3}} \quad \text{for } f_{ck} \leq 50\text{MPa}$$

$$= \frac{f_{yk}d_b}{5.15(f_{ck})^{1/3}} \quad \text{for } f_{ck} > 50\text{MPa} \quad (1)$$

여기서, f_{yk} 는 철근의 특성 강도 (characteristic strength, MPa)

Table 1 Summary of design equations for calculating splice length in compression

Codes	A	B	C	D
KCI	0.072	400	0.13	24
ACI	0.071	420	0.13	24
CSA	0.073	400	0.133	24
NZS	0.069	430	0.12	22
Equation	$l_s = Af_y d_b$ for $f_y \leq B$ MPa $= (Cf_y - D)d_b$ for $f_y \leq B$ MPa where f_y is a specified yield strength of bar (MPa) and d_b is a nominal diameter of bar (mm).			

Table 2 Summary of studies on compression splices

Reference	Section type	Number of specimens	f_{ck} (MPa)	Normalized splice length l_s/d_b	Bar diameter d_b (mm)	Normalized clear cover c/d_b	Clear spacing index c_{sl}/d_b
Pfister and Mattock ²⁾	Circular	5	23.9 to 24.7	0, 5, 10, 20, 30	25	1.25	1.13
	Rectangular	6	24.3 to 29.0	5, 10, 20, 30	25	2.00	0.50
Leonhardt and Teichen ¹⁰⁾	Circular	15	18.9 to 36.0	8.8, 13.5, 17.5, 25.0, 37.5	26	1.15	0.94
Cairns and Arthur ¹¹⁻¹³⁾	Rectangular	23	9.6 to 33.0	10, 15, 20	25, 32, 40	1.25	1.75, 2.94, 4.60
Total		49	9.6 to 36.0	0 to 37.5	25, 32, 40	1.25 to 2.00	0.50 to 4.60

로 부분안전계수가 고려된 값이다.

*fib*에서는 콘크리트강도를 고려하는데, 이것은 콘크리트강도를 고려한 압축이음에 대한 연구 결과가 반영된 것이 아니라, 인장이음과 같은 기본식을 사용하기 때문이다. 콘크리트구조설계기준에 비해 단부 지압의 영향이 고려되지 않았지만, Fig. 1에서 설명한 고강도콘크리트에서 압축이음길이가 인장이음길이보다 길어지는 기현상 (奇現象)은 발생하지 않는다.

3. 압축이음에 대한 기존 연구

압축이음에 관한 기존연구는 3건이 조사되어 Table 2에 정리하였다. 1963년 Pfister와 Mattock는 압축강도 30 MPa 이하 콘크리트로 11개의 기둥 실험을 수행하였으며, 대한민국, 미국, 캐나다, 뉴질랜드 기준은 이 실험 결과를 바탕으로 하고 있다. 이음길리와 횡보강근의 유무만이 변수이며, 피복두께와 철근 순간격은 단일값이 사용되었다.

이음강도의 평가는 이음되는 철근의 변형률로 계산하였다. 단부 지압의 영향이 크고, 이 때문에 이음길리에 비례하여 이음강도가 증가되지는 않는다는 결과를 얻었다.

Carins와 Arthur는 총 23개의 이음실험을 수행하였으며, 이음강도는 식 (2)와 같이 실험에서 측정된 최대하중에서 콘크리트 기여분을 제외하여 산정하였다.

$$f_{sc} = \frac{P_e - f_c A_c}{A_{st}} \quad (2)$$

여기서, f_{sc} 는 압축이음강도 (MPa), P_e 는 최대하중 (N), f_c

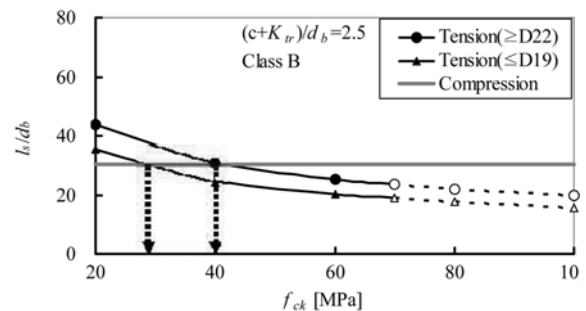


Fig. 1 Comparison of calculated splice lengths with varying concrete compressive strengths in case of $(c + K_{tr})/d_b = 2.5$

는 실험체 중앙부에서 계측된 변형률을 초음파속도법 (ultrasonic pulse velocity measurement)으로 보정하여 산정된 콘크리트강도 (MPa), A_c 는 기둥 전체단면적에서 철근 전체단면적을 제외한 순단면적 (mm^2), A_{sr} 는 철근 전체단면적 (mm^2)이다.

Cairns는¹²⁾ 단부 지압의 존재로 인해 인장이음에서 사용하는 평균 부착강도 개념을^{1,14)} 압축이음에 사용하는 것은 실제 현상을 제대로 설명할 수 없다고 판단하여, Orangun 등이¹⁴⁾ 사용한 부착강도식을 수정한 이음강도식을 제안하였다. Table 2에 정리한 3건의 실험 결과를 비선형 통계분석하여 식 (3)의 이음강도 예측식을 제시하였다.

$$f_{sc,C} = \left(1.4 \frac{l_s}{d_b} + 29.4 + 0.32 \frac{A_{tr} f_{yt} l_s}{s_{tr} d_b^2 n} \right) \sqrt{f_{ck}} \quad (3)$$

여기서, A_{tr} 은 간격 s_{tr} (mm)로 배근된 전체 횡보강근량 (mm^2), n 은 동일 평면에서 예상파괴면에 걸쳐진 이음된 철근 수, $(A_{tr} f_{yt}) / (s_{tr} d_b n) \leq 6 \text{ MPa}$ 이고, f_{yt} 는 횡보강근의 설계기준항복강도 (MPa)이다.

Cairns의 식은 콘크리트강도, 이음길이, 횡보강근의 영향을 고려한 발전된 식이다. Cairns는 압축이음강도가 콘크리트 인장강도에 비례한다고 가정하였기 때문에, 식 (3)에서 $\sqrt{f_{ck}}$ 가 사용되었다. 식 (3)은 최대 콘크리트강도가 36 MPa로 제작된 실험체를 근거로 유도되었기 때문에, 40 MPa이상 강도에도 적용할 수 있는지는 의문이 된다.

이음길이와 이음강도의 관계에 대해, 식 (3)에서는 큰 절편값 (29.4)에 작은 기울기 (1.4)를 이용하여 이음길이 가 길어져도 이음강도가 크게 증가하지 않는다는 Pfister와 Mattock의 연구 결과가²⁾ 적절히 반영되어 있다. Cairns는 단부 지압강도를 직접 제안하지는 않았지만, 식 (3)에서 $l_s = 0$ 로 놓으면 지압강도는 $29.4 \sqrt{f_{ck}}$ 가 된다. 이 값은 콘크리트구조설계기준³⁾ 6.8절에서 채택하고 있는 최대 지압강도 $1.7 f_{ck}$ 에 비해 매우 크며 ($f_{ck} \leq 70 \text{ MPa}$ 에서 2배 이상 큼), 파괴형태가 유사한 앵커의 측면파괴와 파괴 강도 식으로도¹⁵⁾ 산정되기 매우 어려운 값이다. 이러한 경향은 Cairns가 지압강도와 부착강도를 구분하지 않고 전체 이음강도에 대해 회귀분석을 실시하였으며, 또한 이음강도와 이음길이의 선형관계를 기본 형태로 가정하였기 때문이다. 따라서 식 (3)은 이음길이가 짧은 경우에 이음강도와 지압강도를 과대평가하게 된다.

4. 압축이음의 특성

압축이음은 압축력을 받는 부재 또는 힘을 받는 부재의 압축축에 위치하므로, 이음된 철근과 주변 콘크리트에 모두 압축응력이 존재한다. 압축이음에서 표면 쪼갬 파괴가 국부적으로 발생하더라도 연쇄적으로 압축응력이 주변으로 전이되어 결국에는 피복이 탈락되는 측면 쪼갬 파괴가 형성된다. 이러한 과정은 연쇄적으로 짧은 시간

에 발생되기 때문에 실제 실험에서는 순간적인 피복 탈락만이 관찰된다.²⁾ 압축이음강도는 Fig. 2와 같이 이음부 구간의 부착과 단부 지압으로 구성된다. 각각의 거동 및 강도발현 특성을 분석하여 압축이음의 영향 인자를 도출함으로써 실험변수 설정에 활용하고자 한다.

4.1 부착

이음부 구간의 부착은 인장이음과 유사한 방법으로 평가할 수 있다. Fig. 3은 철근에 작용되는 힘의 종류 (인장과 압축)에 따라 이음부 콘크리트의 응력상태를 보여주고 있다. 압축이음에서는 축방향으로 압축응력이, 인장이음에서는 축방향으로 인장응력이 작용하며, 부착에 의해 축 직각방향으로는 항상 인장력이 발생된다.^{1,16)} 따라서 인장이음에서 이음부 콘크리트는 2축 인장상태가 되며, 압축이음에서는 인장-압축 조합응력을 가진다. 콘크리트는 인장-압축의 조합응력에서는 압축응력에 의한 포아송효과로 인해 더욱 취약해지기 때문에, 2축 인장상태의 인장강도가 오히려 인장-압축 조합응력상태의 인장강도보다 더 높아지게 된다.¹⁷⁾

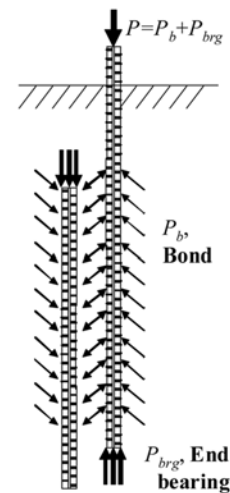


Fig. 2 Resistances of compression splices

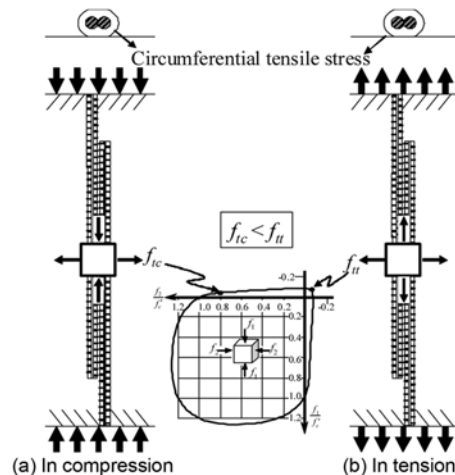


Fig. 3 Stresses developed by bond

콘크리트구조설계기준에서는³⁾ 압축이음길이가 인장이음길이보다 짧아지는 이유를 단부 지압강도 효과와 이음부에서 휨인장 균열이 발생하지 않음으로 인한 부착강도의 증진이라고 설명하고 있다. Fig. 3의 응력상태를 살펴보면 압축이음에서 이음부의 콘크리트 응력상태는 인장이음의 콘크리트에 비해 더 불리한 상황이다.

인장이음길이 산정의 기본이 되는 Orangun 등이 제안한 철근 표면의 평균 부착강도식을¹⁴⁾ 수정하여 부착에 의해 발휘한 강도 (이하 부착강도)로 표현하면 식 (4)와 같다.

$$f_{b,o} = \left\{ \left(0.40 + \frac{c}{d_b} \right) \frac{l_s}{d_b} + 16.6 + 0.10 \frac{A_{tr} f_{yt} l_s}{s_{tr} d_b^2 n} \right\} \sqrt{f_{ck}} \quad (4)$$

여기서, $c = \min(c_c, c_{si})$, c_c 는 순피복두께 (mm), c_{si} 는 철근 순간격의 1/2이며, $(A_{tr} f_{yt}) / (s_{tr} d_b n) \leq 10.34$ MPa이다.

ACI 408위원회에서는¹⁾ 초고강도콘크리트의 인장강도와 파괴역학특성을 반영한 Zuo와 Darwin의 연구를^{18,19)} 바탕으로 식을 제안하였으며, 횡구속되지 않은 콘크리트에 대해 응력단위로 표현하면 식 (5)와 같다.

$$f_{b,408} = \left\{ 1.82 \frac{l_s}{d_b} \left(\frac{c_{\min}}{d_b} + 0.5 \right) + 57.4 \right\} \left(0.1 \frac{c_{\max}}{c_{\min}} + 0.9 \right) \sqrt{f_{ck}} \quad (5)$$

여기서, $c_{\min} = \min(c_c, c_s)$, $c_{\max} = \max(c_c, c_s)$, $c_s = \min(c_{so}, c_{si} + 6.35 \text{ mm})$, c_{so} 는 측면 순피복두께 (mm), $(0.1 c_{\max} / c_{\min} + 0.9) \leq 1.25$ 이다.

인장이음과 동일한 부착모델을 가정하면, 압축이음에서 부착강도에 영향을 미치는 인자는 이음길이, 피복두께, 철근간격, 그리고 콘크리트강도가 된다.

4.2 지압

국부적인 지압을 받는 콘크리트 부재의 파괴는 지압면 콘크리트의 압괴 (crushing)와 지압부 측면 콘크리트의 파열 (side-face blowout)로 구분할 수 있다. 압괴는 충분한 횡구속으로 지압을 받는 콘크리트의 횡변형이 구속될 때 발생하는데, 압축이음은 주로 부재 표면에 위치하기 때문에 측면파열파괴만이 발생하게 된다.

측면파열파괴강도는 앵커와¹⁵⁾ 헤드철근에²⁰⁾ 관한 연구에서 많이 수행되었는데, Furche와 Eligehausen 실험의¹⁵⁾ 파괴형태가 압축이음의 파괴형태와²⁾ 가장 유사하다. Fig. 4는 인장을 받는 앵커의 측면파열파괴인데, 지압관 대신 압축철근의 단부가 있다고 가정하면 동일한 파괴형태가 된다. Furche와 Eligehausen은 측면파열파괴강도를 예측하는 식을 제안하였는데, 응력단위의 지압강도로 식 (6)과 같이 표현할 수 있다.

$$f_{brg,F} = 19.0 \frac{c_{a1}}{d_b} \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{1 + c_{a2}/c_{a1}}{4} \right) \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}} \right) \quad (6)$$

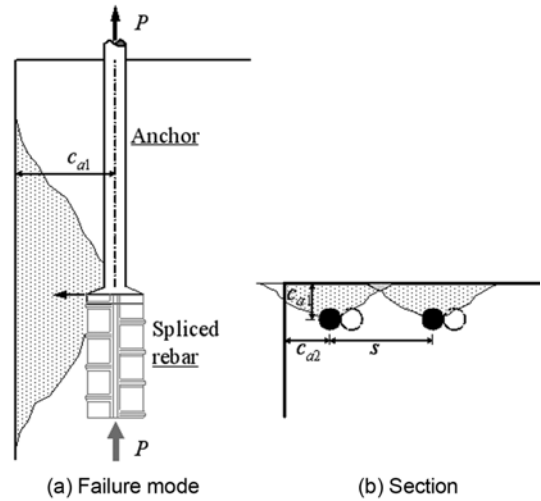


Fig. 4 Side-face blowout failure due to end bearing^{3,15)}

여기서, c_{a1} 는 앵커측에서부터 최소 피복두께 (mm), c_{a2} 는 c_{a1} 와 직각방향의 피복두께 (mm), s 는 앵커간 중심간격 (mm), A_{brg} 는 순지압면적 (mm^2)이다.

지압강도는 피복두께, 측면피복두께, 철근간격, 그리고 콘크리트강도의 제곱근에 비례함을 알 수 있다. 실제 압축이음에서 각 영향 인자들의 가능한 치수를 고려하면, 철근간격 (s)과 측면 피복두께 (c_{a2})는 피복두께 (c_{a1})에 비해 지압강도에 미치는 영향이 작을 것으로 예상된다.

이 지압강도는 앵커의 인발시험에서 유도된 것으로 지압부 주변 콘크리트의 압축응력이 콘크리트강도보다 낮다. 압축이음에서는 주변 콘크리트에 큰 압축응력이 작용하게 되므로 식 (6)에서 예측한 강도보다 낮아질 가능성이 있다.

지압강도에 대한 가장 일반적인 평가방법은 콘크리트 구조설계기준 6.8절로, 하중재하면적보다 지지하는 부재의 면적이 충분히 큰 경우 식 (7)로 평가된다.

$$f_{brg,KCI} = 1.7 f_{ck} \quad (7)$$

4.3 부착과 지압의 복합거동

이상의 부착강도와 지압강도는 각각이 독립적으로 작용될 때의 이상적인 강도로 실제 압축이음에서는 복합적으로 거동한다. 부착과 지압의 복합거동에 따른 특성을 알아보기 위해, Fig. 5는 부착만 작용하는 경우 (a), 지압만 작용하는 경우 (b), 그리고 부착과 지압이 같이 작용하는 경우 (c)의 철근과 콘크리트의 측면형률, 상대변위, 표면 부착응력 및 지압응력의 분포를 나타낸 것이다. 상대변위는 이음이 시작되는 O점에서부터 발생하기 시작하며 철근과 콘크리트의 측면형률 차가 누적되어 A점에서 최대가 된다.

순수 부착만 작용하는 Fig. 5(a) 경우, 단부 (A점)에서 철근의 측면형률이 없기 때문에, 세 경우 중 상대변위가 가장 크게 된다. 표면 부착응력은 상대변위에 비례하여

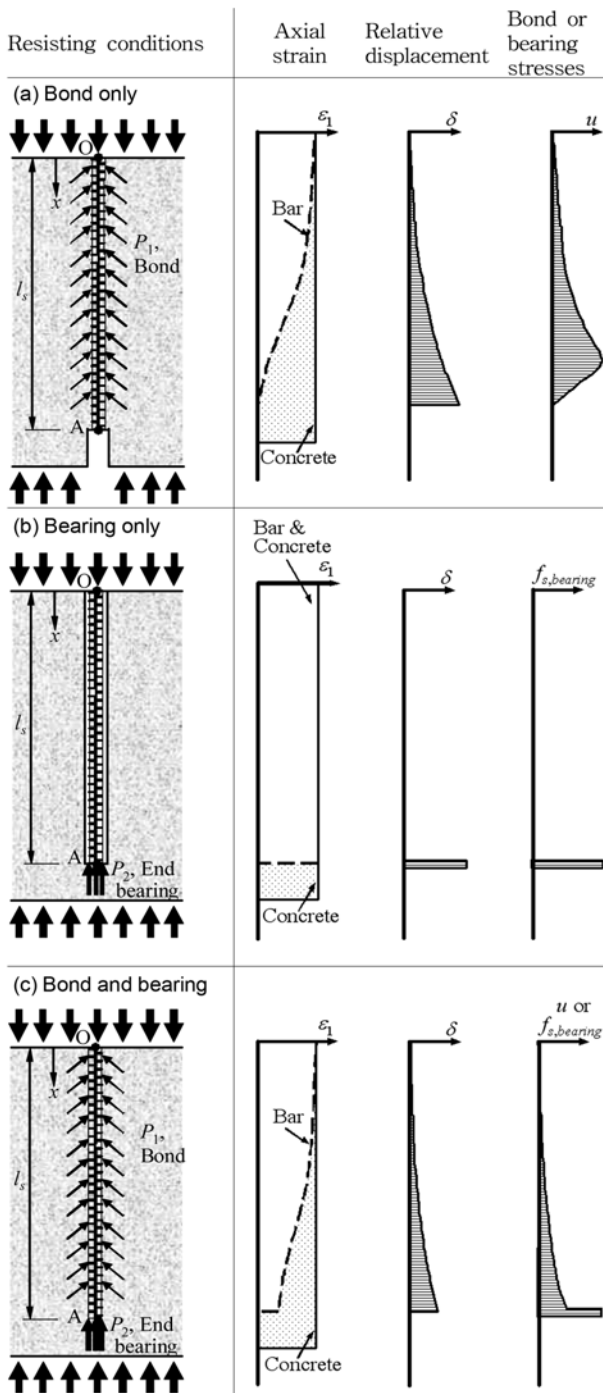


Fig. 5 Stress states of concrete depending on resisting conditions

증가하다가 일정값 이상에서는 급격히 상실된다.⁹⁾

순수 지압만 작용하는 Fig. 5(b)에서는 지압부에서만 상대변위가 발생하고 지압응력은 이 상대변위에 비례한다. 부착과 달리 최대응력에서 파열이 발생하기 때문에 갑작스럽게 파괴된다.

Fig. 5(c)는 실제 압축이음 조건을 보여준다. 이음부 밖의 축변형률이 Fig. 5(a)와 같을 때, 최대 상대변위는 부착만 작용하는 경우에 비해 작게 되어 부착강도가 Fig. 5(a)에 비해 낮아진다. 또한 점 A에서 표면 부착응력과 지압응력이 함께 주변 콘크리트에 인장응력을 유발하게 되므로, 지압과 부착이 단독으로 작용하는 경우보다 강

도가 낮아진다. 그러므로 압축이음의 거동 특성을 정확히 파악하기 위해서는, 부착과 지압이 함께 존재하는 조건에서의 연구가 수행되어야 한다.

4.4 영향인자 분석

부착과 지압에 대한 고찰을 통해 압축이음 거동에 영향을 주는 영향인자로 콘크리트 압축강도, 철근 순간격, 이음길이, 횡보강근량, 피복두께 등 5가지를 도출하였다.

콘크리트 압축강도는 부착과 지압에 모두 큰 영향을 주며, 기존 연구에 따르면 부착은 $\sqrt{f_{ck}}$ 또는 $\sqrt[4]{f_{ck}}$ 에 비례하고 지압은 $\sqrt{f_{ck}}$ 에 비례한다. 철근 순간격도 부착강도 발현에 큰 영향을 주지만, 지압에 의한 파괴 면적은 매우 넓기 때문에 순간격이 지압강도 변화에는 큰 영향이 없다. 피복두께는 순간격과 유사한 방법으로 영향을 주지만, 압축부재에서 철근 이음이 있는 구간에는 철근 순간격이 지배하기 때문에 실제 구조물에서는 이음강도에 영향을 주지 못한다.

이음길이가 길수록 단위면적당 부착강도는 저하되며, 지압은 이음길이에 무관하다. 횡보강근량이 많을수록 이음강도는 증가하는데, 특정 한계값 이상에서는 이음강도가 증가하지 않는 것으로 조사되었다.

5. 실험 계획

5.1 실험 변수의 설정

4장에서 도출된 5가지 영향인자 중 콘크리트 압축강도, 철근 순간격, 그리고 이음길이만을 변수로 설정하였다. 횡보강근의 영향은 후속 연구에서 수행한다. 초고강도 콘크리트가 적용되는 부재는 주로 높은 축력을 받는 압축부재로, 이러한 부재들은 피복두께가 철근 순간격의 1/2보다 일반적으로 크다. 작은 경우에도 최소피복두께와 같이 고정된 값을 사용하므로 큰 변화가 없다고 판단하여 실험 변수에서 제외하였다.

철근 지름은 가력장비의 규모를 고려하여 22 mm만 사용하였다. 콘크리트 설계강도는 기존 연구 범위를 넘는 40 MPa와 60 MPa로 설정하였다. 이음강도를 평가하기 위해서는 이음부 파괴가 발생되어야 하는데, 식 (3), (5), (6)을 이용하여 이음파괴가 가능한 가장 긴 이음길이를 철근 지름의 20배로 선정하였다. 이음길이에 따른 이음강도 변화를 파악하기 위해 철근 지름의 15배와 10배를 추가하였다. 철근 순간격은 콘크리트 구조설계기준의 최소 순간격인 철근 지름의 1.5배를 최소로 하여 2.5배와 3배를 추가하였다. 이음길이가 철근지름의 20배인 경우는 항복강도를 쉽게 발현할 것으로 예상되므로 철근 순간격을 2종으로만 설정하였다.

각 실험체는 2개씩 제작하였으며, 비교를 위한 이음 없는 실험체를 포함하여 총 실험체 수는 40개이다. 실험체 이름에 대한 정의는 Table 3에 수록하였다.

5.2 실험체 설계

Fig. 6(a), (b)와 같이 4쌍의 이음이 있는 기둥실험체를 설계하였다. 중심압축실험에서 편심 발생을 억제하기 위해 단면은 상하좌우 대칭이 되도록 설계하였다. 이음되는 철근 사이의 꼬임과괴 (Fig. 6(b)의 수평선)를 유도하기 위해 충분한 피복두께 ($2.5d_b$) 및 철근열 사이 간격 ($5d_b$)을 확보하였다. 가려지는 하중이 정착길이 없이 바로 철근에 작용하도록 양단부에 두께 20 mm 강판을 두고, 이 강판에 커플러를 용접한 후 나사를 가공한 철근을 연결하였다. 또한 단부의 국부적인 조기파괴를 방지하기 위해 양단부에 탄소섬유쉬트를 2겹씩 보강하였다.

5.3 가력 및 계측 방법

가력방법은 ①철근만 가력하여 콘크리트에 직접적인 압축력을 가하지 않는 방법과 ②기둥의 중심압축실험과 동일하게 콘크리트와 철근을 함께 가력하는 방법이 있다. ①번은 하중이 작아 실험이 용이하지만 콘크리트의 축방향 응력이 낮아서 인장강도가 높아지므로, 이음강도를 과대평가하게 된다. 따라서 ②번 방법으로 5,000 kN 용량의 유압잭을 이용하여 단조증가 하중을 가하였다. 가력장치도는 Fig. 6(c)이며, 하중은 유압잭과 실험체 사이의 하중계를 통해 계측하였다.

부착과 지압의 기여도를 평가하기 위해, 변형률게이지를 철근 끝단에서 $1d_b$ 떨어진 곳 (Fig. 6(a)의 S14)과 이음이 끝나는 점에서 $1d_b$ 떨어진 지점(S13)에 설치하였다. 또한 이음부 밖에도 2곳 (S11, S12)에 변형률게이지를 부착하여 철근에 정확한 하중이 가해지는지 여부를 확인하였다. Fig. 6(a)의 철근 변형률게이지 번호는 S[철근번호 1~3][위치번호 1~4]로 구분한다. 철근의 편심 변형에 의한 변형률 왜곡을 막기 위해, 철근 각 위치의 양면에 변형률게이지를 부착하고 평균값을 사용하였다. 총 8본의 철근 중 3본 (Fig. 6(b)에서 검은색 철근)의 변형률을 계측하였다.

기둥 높이 중앙의 4표면 가운데마다 콘크리트 변형률을 계측하여, 가력 초기단계에 편심의 유무를 파악하고 최대하중시 철근 변형률과의 비교자료로 사용하였다.

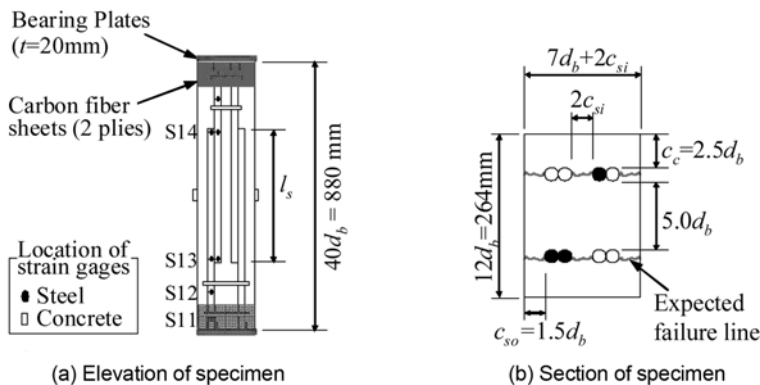


Fig. 6 Details of specimen and test setup

6. 실험 결과

6.1 재료시험 결과

콘크리트 강도실험은 재령 7일부터 1주일 간격으로 실시하였다. 설계압축강도 40, 60 MPa로 계획된 콘크리트의 재령 28일 강도는 48.9, 59.7 MPa이었다. 설계강도 40 MPa로 타설된 실험체는 실험 시작일로부터 종료일까지 강도 변화가 거의 없었으며, 설계강도 60 MPa 콘크리트로 제작된 실험체들은 조금씩 상이하여 최소 68.1 MPa 최대 71.4 MPa이었다. 실험체별 강도는 Table 3에 나타내었다.

철근 시험편 3본의 인장실험 결과 항복강도 513.5 MPa, 인장강도 617.6 MPa, 탄성계수 183.9 GPa였다. 콘크리트와 철근의 응력-변형률 곡선은 Fig. 7과 같다.

6.2 파괴유형별 특성

모든 실험체는 순간적으로 취성파괴 되었다. 편심 또는 국부적인 파괴가 발생한 실험체를 제외하고 정상적인

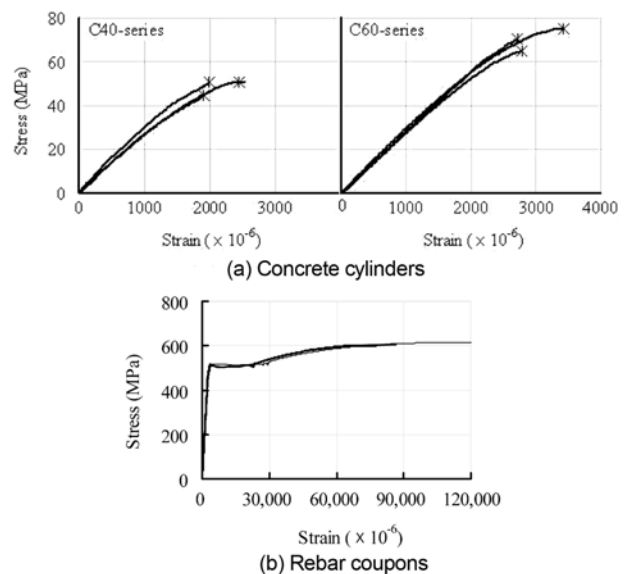


Fig. 7 Stress-strain relations of materials

이음파괴 또는 압축파괴가 발생된 대부분의 실험체는 Fig. 8(a) 사진처럼 콘크리트가 폭발하였다. 이러한 파괴 양상은 초고강도콘크리트의 압축실험, 인장이음실험²¹⁾ 등 콘크리트파괴에 의존하여 부재가 파괴는 경우에 발생된다. 폭발적 파괴 때문에 균열 진전은 관찰할 수 없었다. 파괴양상은 크게 이음파괴, 압축파괴, 조기파괴 3가지로 나눌 수 있다. 파괴유형별 대표적인 파괴 모습을 Fig. 8에 보여주고 있으며, Fig. 9는 파괴유형을 정리한 그림이

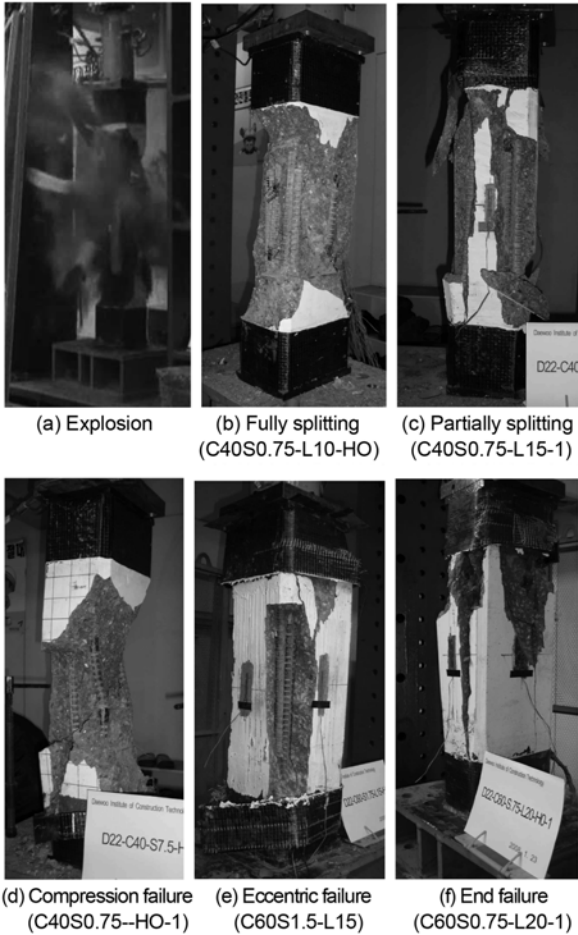


Fig. 8 Typical failure of specimens

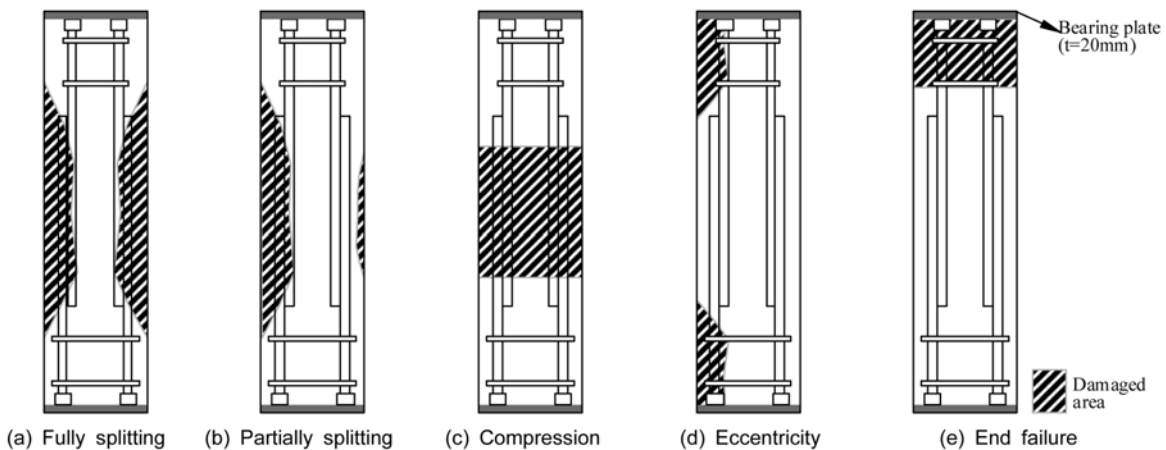


Fig. 9 Observed failure modes

다. 각 실험체별 파괴양상은 Table 3에 나타내었다.

이음길이가 짧은 실험체들은 콘크리트가 극한 변형률에 도달하기 전에 이음부에서 발생한 횡방향 인장응력에 의해 피복콘크리트가 탈락한 이음파괴가 발생하였다. 이음파괴는 4곳의 이음부들이 거의 동시에 파괴되는 완전 이음파괴 (fully splitting failure, Fig. 8(b), Fig. 9(a))와 일부 이음부에서만 파괴가 발생하는 부분이음파괴 (partially splitting failure, Fig. 8(c), Fig. 9(b))로 구분할 수 있다. 부분이음파괴에서는 특정 이음부가 최대 이음강도에 도달한 후 철근의 응력이 감소하고 다른 이음부 철근의 응력이 높아진 후 최종상태에 도달한다. 이음부의 변형능력이 작기 때문에 이러한 과정이 순간적으로 발생한다. 완전이음파괴가 발생한 실험체에서는 계측된 철근들의 변형률이 Fig. 10(a)와 같이 파괴시까지 모두 증가하지만, 부분이음파괴가 발생된 경우에는 파괴가 선행된 부분의 철근 변형률 (Fig. 10(b)의 S1)은 급격히 감소하고 나머지 철근의 변형률이 증가한 후 최종 파괴에 이르게 된다. 부분이음파괴가 발생된 실험체의 축 내력 (P_e)은 동일조건인 완전이음파괴 실험체보다 낮다. 실제 기둥에서는 재료의 비균질성과 기하학적 비대칭성으로 완전한 중심압축하중이 작용할 수 없기 때문에 부분이음파괴가 주로 발생된다. 따라서 부분이음파괴도 정상적인 이음파괴로 분류할 수 있다.

압축파괴 (Fig. 8(d), Fig. 9(c))는 이음파괴 전에 콘크리트가 극한 변형률에 도달한 경우 주로 이음 없는 실험체

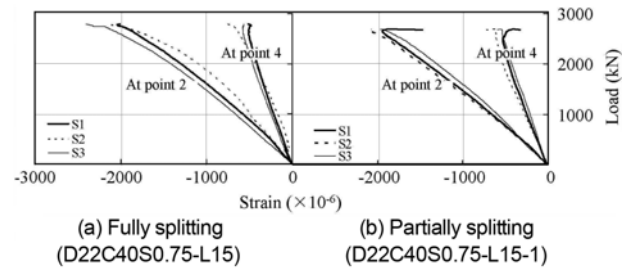


Fig. 10 Strain-load relations of specimens failed by splitting

험체에서 발생하였다. 완전이음과괴 실험체와 파괴 후 모습이 매우 유사하여 구분이 어렵다. 재료시험에서 구한 철근의 항복변형률 (0.0028)이 최대강도일 때 콘크리트 변형률 (C40-series에서 0.0021, C60-series에서 0.0029)과 유사하므로, 이음강도가 400 MPa 이상으로 계측된 실험체들은 압축과괴와 이음과괴가 혼합된 것으로 판단된다.

조기과괴는 국부적인 손상으로 파괴된 경우로, 편심과괴와 단부과괴로 구분할 수 있다. 편심과괴는 Fig. 8(e) 및 Fig. 9(d)와 같이 편심하중이 작용하여 특정면의 피복 콘크리트가 일찍 탈락한 경우이다. 지압에 의한 국부적인 손상이 이음과괴로 발전하지 않고, 실험체 단부의 과괴로 이어지는 형태가 단부과괴이다 (Fig. 8(f)와 Fig. 9(e)). 이음길이가 긴 경우에, 특히 콘크리트 강도가 높은 C60-series 실험체에서 많이 발생하였다.

압축과괴와 조기과괴된 실험체에서 계측된 자료는 이음강도와 무관하므로 이후 분석에서는 제외한다.

6.3 이음강도

이음강도를 평가하는 방법으로, Cairns와 Arthur의 식 (2)와 같이 압축 하중값 (P_e)을 이용하는 방법은 부재단위의 전체적인 평가로 매우 유용하다. 그러나 고강도콘크리트를 사용한 부재의 압축내력 (P_e) 산정방법에 대한 이견이²²⁾ 많으며, 콘크리트 응력-변형률 관계를 설정하기 어렵다. 따라서 본 연구에서는 계측된 철근 변형률과 재료시험에서 구한 철근의 탄성계수를 이용하여 이음강도를 산정하였다. Fig. 10(b)와 같이 개별 철근의 최대 변형률 도달 시점은 상이할 수 있는데, 각 철근의 최대 변형률을 이용하면 이음강도를 과대평가할 수 있다. 또한 동일 시점에서 3가닥 철근의 최대 응력의 평균을 이용하면, 단일 철근에서 최대 응력이 발현되는 위치가 다를 수 있기 때문에 기둥 전체에서 철근이 부담한 내력을 과대평가할 수 있다.

전체 이음된 철근에 발현된 강도를 부재수준에서 산정하기 위해, 계측된 변형률을 응력으로 환산한 후 동일 시점에 기둥의 동일 높이에서 철근 3가닥의 평균 응력의 최대값을 이음강도로 결정하였다. 실험체별 이음강도 ($f_{sc,e}$)는 Table 3과 Fig. 11에 정리되어 있다.

D22C40-series 실험체에서는 이음길이가 길어질수록 이음강도가 증가하였으며, 이음길이 $15d_b$ 에서부터 설계강도 400 MPa 이상 발현되었다. D22C60-series 실험체에서는 이음길이 $10d_b$ 에서도 설계항복강도를 발현하고 일부 철근은 실제 압축항복하였다. 앞서 설명한 것처럼 각 철근들이 동시에 최대 이음강도에 도달하지 않기 때문에, 3가닥 철근의 평균으로 얻어진 계측 이음강도는 실제 항복강도에 대부분 도달하지는 못한다.

각 실험체의 이음강도를 현행 설계기준과 Cairns 식으로 평가하여 Table 3과 Fig. 11(b)에 나타내었다. 콘크리트구조설계기준에 따른 이음강도는 인장이음의 안전율 1.25를¹⁴⁾ 고려하고 Table 1을 이용해 평균강도로 환산하

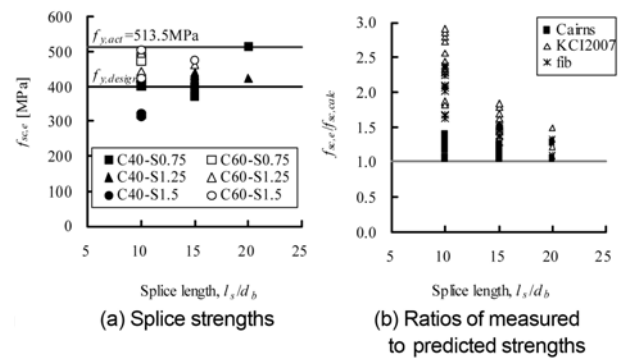


Fig. 11 Splice strengths

였다. Cairns의 식 (3)과 fib 식 (1)은 강도감소계수나 안전율이 고려되지 않은 평균강도로 실험 결과와 직접비교가 가능하다. [실험값]/[예측값] 비의 평균은 Cairns, 콘크리트구조설계기준, fib 식이 각각 1.19, 2.00, 1.72이다. 콘크리트구조설계기준이 실제 강도를 1/2 정도로 과소평가하는 것을 알 수 있다. 2장에서 설명한 것과 같이 콘크리트구조설계기준에서는 콘크리트 강도를 고려하지 않고, fib 기준에서는 단부 지압의 영향을 고려하지 않기 때문에 실제 이음강도를 제대로 평가할 수 없다.

콘크리트강도가 이음강도에 미치는 영향을 분석하기 위해, 콘크리트강도만 상이하고 동일한 이음길이와 철근 순간격을 가지는 실험체들을 비교하였다. 기존 연구와 인장이음강도 평가식들에서 사용한, 이음강도가 f_{ck}^p 에 비례한다는 가정을 도입하였다. Fig. 12의 식을 통해 p 값들을 산정하였다. Fig. 12의 식에서 $f_{sc,e-c60}$ 과 $f_{sc,e-c40}$ 은 동일조건에서 강도만 다른 실험체의 이음강도이고, f_{ck-c60} 과 f_{ck-c40} 은 그 실험체들의 콘크리트 압축강도이다. Fig. 12는 p 값의 도수분포도인데, 분산이 매우 크며 평균값은 0.69이었다. 일반적으로 인장강도에 지배를 받는 부착강도와 전단강도에서는 p 값으로 0.5가³⁾ 사용되어왔다.

초고강도콘크리트를 사용하는 인장이음에서는 파괴역학에너지 (fracture energy) 개념을 도입하여 p 값을 0.25로^{1,23)} 제안하고 있다. 콘크리트강도가 높아질수록 축방향 상대변위는 적게 일어나고 변형 능력은 거의 증가하지 않으므로 부착이 발현되는 구간이 짧아진다. 따라서 콘크리트강도 증가에 비해 평균 부착강도의 증가는 미미

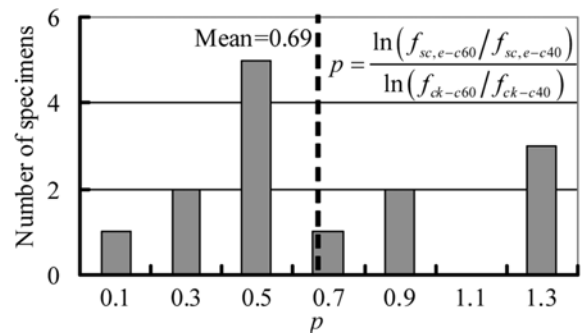


Fig. 12 Histogram of power of concrete strength

하여 낮은 p 값을 사용하게 된다.

압축이음은 인장이음에 비해 이음길이가 짧아 이음구간 전체에서 상대변위 발생이 쉽다. 또한 이음강도에 큰 부분을 차지하는 지압에 대해 측면과열과괴에서는 $p=0.5$, 콘크리트구조설계기준에서는 $p=1.0$ 을 사용하므로 부착에 비해서 높은 p 값을 가지게 된다. 비록 p 값 평균이 0.69이지만, 실험체 파괴가 측면과열과괴와 유사하고 콘크리트 인장강도에 지배받은 것이므로 $p=0.5$ 를 채택하는 것이 타당하다.

인장이음에서는 철근 순간격이 매우 중요한 영향인자이지만, 본 실험에서는 철근 순간격이 이음강도에 거의 영향을 주지 않는 것으로 나타났다 (Fig. 11(a)). 이러한 경향은 철근 주변 콘크리트의 축 응력상태의 차이 때문에 발생한다. Fig. 13은 철근 주변 콘크리트에 작용되는 인장응력을 표현한 그림으로, 부착에 의해 발생하는 인장응력이 인장강도에 도달하면 파괴가 발생하게 된다.^{16,23)} 인장이음에서는 콘크리트 인장강도 f_t 가 철근 순간격 변화에 따른 변동이 없고 철근 순간격이 증가하면 저항할 수 있는 힘이 커지므로 이음강도가 증가한다. 그러나 압축이음에서는 콘크리트 축방향 압축응력이 증가함에 따라 인장강도 f_{tc} 가 줄어든다.¹⁷⁾ 만일 철근 순간격의 증가로 이음강도가 증가하게 되면, 주변 콘크리트의 축방향 압축응력도 커지게 되고 이로 인해 인장강도는 감소 ($f_{tc1} \rightarrow f_{tc2}$)하여 이음강도 증가가 미미하게 된다. 또한 앵커의 측면과열과괴 강도식을 변형한 식 (6)에서 지압강도는 $\{1+s/(6c_{al})\}$ 에 비례하므로 철근 순간격이 지압강도의 증가에 큰 영향을 주지 못한다.

6.4 지압에 의해 발현된 강도

이음강도에 기여하는 지압의 영향은 Fig. 6(a)의 S14,

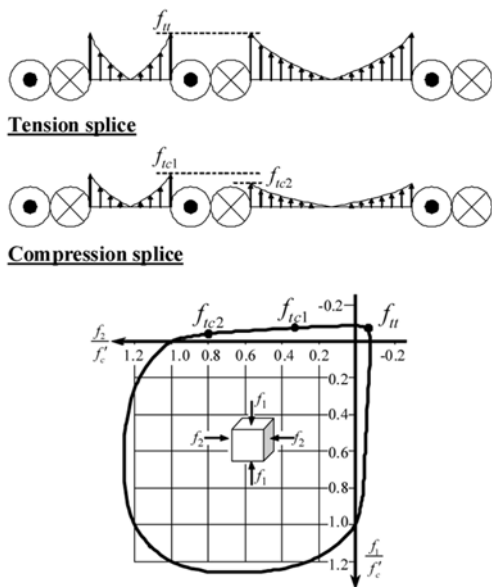


Fig. 13 Tensile stresses on the surrounding concrete of spliced bars

S24, S34에서 측정된 변형률을 통해 평가할 수 있으며 각 실험체별 계측값을 Table 3에 정리하였다. Fig. 14(a)는 측정된 변형률에 탄성계수를 곱하여 응력으로 표현한 것이며 Fig. 14(b)는 $\sqrt{f_{ck}}$ 로 표준화한 그래프이다. 지압에 의해 발현된 강도는 이음길이가 철근 순간격에는 거의 무관하며 $\sqrt{f_{ck}}$ 에 비례하는 것을 알 수 있다. 총 20개 실험체의 평균은 $16.5\sqrt{f_{ck}}$ 이며, 이음강도의 22~40% 평균 29.6%가 지압에 의해 발현되었다. 이 값들을 측면과열과괴 강도식 식 (6)과 콘크리트구조설계기준의 지압강도식 식 (7)과 비교하여 Fig. 14(c)에 나타내었다. 측면과열과괴 강도식은 실험값을 매우 잘 예측하여 [실험값]/[예측값] 비의 평균이 1.07이며 변동계수 (coefficient of variation, COV) 11.7%로 매우 양호하였다. 실험체 파괴양상이 측면과열과괴와 유사하여 식 (6)이 실험값을 잘 예측하는 것으로 판단된다.

콘크리트구조설계기준 식과 비교한 결과 [실험값]/[예측값]의 평균이 1.30으로 나타났는데, 기준식에 포함된 안전율을 고려하면 적절한 것으로 판단된다. 그러나 C40-series 13개 실험체의 [실험값]/[예측값] 평균은 1.37, C60-series 10개 평균은 1.18로, 콘크리트강도가 높아질수록 비율이 낮아지므로 f_{ck} 에 비례하는 식 (7)은 지압강도의 특성에 적합하지 않은 것으로 판단된다.

6.5 부착에 의해 발현된 강도

부착의 기여도는 이음강도에서 지압에 의해 발현된 강도를 빼면 구할 수 있다. 각 실험체별 값을 Table 3에 정리하였다. 이음길이가 길어질수록 그리고 콘크리트강도가 높을수록 부착에 의해 발현된 강도가 크다. 그러나 철근 순간격은 강도발현에 거의 영향을 주지 않는 것으로 나타났다.

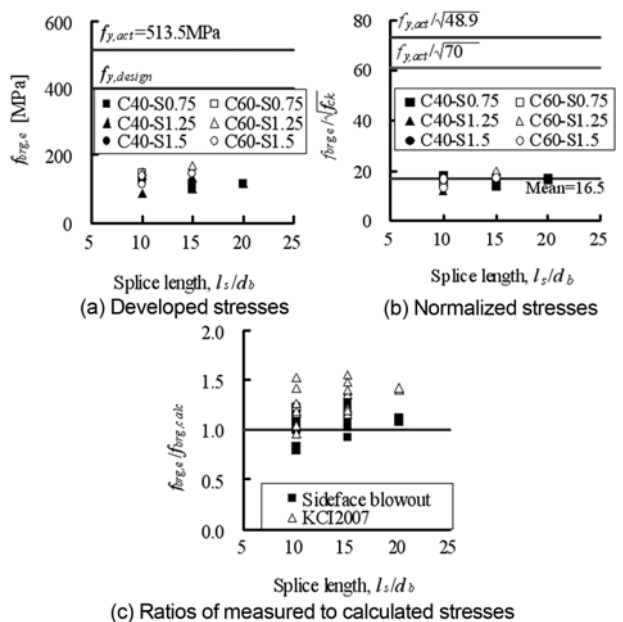


Fig. 14 Stresses developed by end bearing

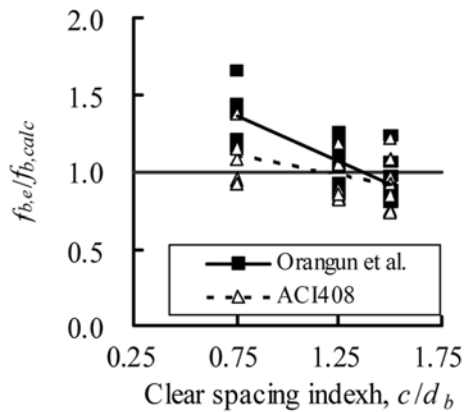


Fig. 15 Ratios of measured to calculated stresses developed by bond

인장이음의 부착강도 평가식과 실험값을 비교하여 Fig. 15와 Table 3에 나타내었다. 콘크리트구조설계기준의 바탕이 되는 Orangun 등의 식은 실험값을 과소평가하여 [실험값]/[예측값] 비의 평균이 1.10이며 편차가 크게(변동계수 22.1%) 평가되었다. ACI 408식은 [실험값]/[예측값] 비의 평균이 1.00로 비교적 정확하게 부착의 영향을 평가하는 것으로 나타났으며 변동계수도 17.2%로 비교적 양호하였다. ACI 408식이 Orangun 등의 식보다 더 많은 자료를 근거로 유도되어 보다 정확한 결과를 예측하므로,¹⁾ 압축이음의 부착강도가 인장이음의 부착강도보다 높지 않다는 결론을 얻을 수 있다.

앞서 4.1절에서는 압축이음의 부착강도가 인장이음에 비해 낮을 것으로 추정하였는데 실험 결과는 거의 유사하게 평가되었다. Orangun 등의 식과 ACI 408식 모두 평균부착강도 개념을 바탕으로 유도된 것으로, 부착강도는 이음길이 중 양단부가 중앙부에 비해 크며 평균부착강도는 이음길이 길어질수록 낮다.^{1,2,3)} 실험에 사용된 이음길이는 비교적 짧은 10, 15, 20 d_b 로 인장이음강도가 비교적 높게 평가된다. 철근 순간격이 넓을수록 [실험값]/[예측값]의 비가 급격히 낮아지는데, Fig. 13과 같은 이유로 설명할 수 있다. 따라서 철근 순간격이 넓은 경우에는 인장이음의 부착강도가 압축이음의 부착강도보다 높아지게 된다.

콘크리트구조설계기준 해설에서는 휨인장 균열이 없기 때문에 압축이음 또는 압축정착이 인장을 받는 철근에 비해 유리하다고 설명하고 있다. 실험결과 부착은 동일하며, 단부 지압에 의한 효과만이 압축이음강도 증진에 기여함을 알 수 있다.

6.6 소결

횡보강근이 없는 압축이음실험 결과를 다음과 같이 정리할 수 있다.

첫째, 파괴유형은 이음파괴, 압축파괴, 조기파괴로 구분할 수 있으며, 압축파괴와 조기파괴는 이음강도와 무관하므로 분석에서 제외하였다.

둘째, 압축이음강도를 콘크리트구조설계기준 및 *fib*식과 비교하면 [실험값]/[예측값]의 평균이 각각 196%, 168%이다. 콘크리트구조설계기준에서는 콘크리트 강도의 영향을 고려하지 않고, *fib*식은 단부 지압의 영향을 무시하기 때문에 실제강도를 과소평가하고 있다.

셋째, 철근 간격은 이음강도에 영향을 주지 않았다.

넷째, 지압강도는 측면파열파괴강도 평가식으로 예측이 가능하였다.

다섯째, 압축이음에서 부착에 의해 발현된 강도는 인장이음의 부착강도와 유사하였다.

7. 결 론

현행 설계기준식에 따르면 초고강도콘크리트에서는 철근 인장이음길이보다 압축이음길이가 더 길어지는 현상이 발생된다. 초고강도콘크리트의 경제적 실용화를 위해 합리적인 압축이음강도의 평가가 필요하다. 이를 위해 본 연구에서는 압축이음의 거동 특성을 분석하고 영향인자를 도출하였다. 또한 설계강도 40, 60 MPa 콘크리트에 대한 압축이음 실험을 수행하였으며, 이상의 연구 결과를 정리하면 다음과 같다.

- 1) 압축이음강도는 부착과 지압의 조합에 의해 발현되며, 부착과 지압의 복합 거동이 발생한다. 따라서 압축이음 거동특성 및 강도 평가를 위해서는 부착과 지압이 함께 존재하는 상태에서의 연구가 수행되어야 한다.
- 2) 압축이음은 이음길이가 짧고 지압이 존재하므로 인장이음에 비해 콘크리트 강도의 영향이 크다. 실험결과 압축이음강도는 콘크리트의 제곱근에 비례하는 것으로 평가되었다.
- 3) 부착과 지압 모두 주변 콘크리트의 응력상태에 따라 결정되는데, 콘크리트의 축방향 응력이 높기 때문에 순간격 1.5 d_b ~3.0 d_b 에서 이음강도 증가는 거의 없다.
- 4) 지압강도는 이음길이와 철근 순간격에 무관하며 콘크리트 강도의 제곱근에 비례하는 것으로 평가되었다. 이음강도의 22~40%, 평균 29.6%가 지압에 의해 발현되었다. 파괴양상이 측면파열파괴와 유사하므로 앵커의 측면파열파괴 강도식을 활용하여 평가가 가능하며, 총 20개 실험체에 대해 [실험값]/[이론값]의 비는 평균 1.07, 변동계수 11.7%로 비교적 정확하게 예측하였다.
- 5) 부착에 의해 발현되는 강도를 ACI 408식으로 평가한 결과 [실험값]/[이론값]의 비는 평균 1.0으로, 인장이음의 부착강도와 유사하였다. 따라서 인장이음강도에 대비한 압축이음강도의 향상은 단부 지압효과로 설명될 수 있다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술평

가원에서 위탁시행한 건설핵심기술연구개발사업 (Center for Concrete Corea, 05-CCT-D11)의 지원으로 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. ACI Committee 408, "Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension (ACI 408R-03)," ACI, Farmington Hills, Mich., USA, 2003, 49 pp.
2. Pfister, J. F. and Mattock, A. H., "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 5: Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns," *PCA Research and Development Laboratories*, Vol. 5, No. 2, 1963, pp. 27~40.
3. 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준 해설, 한국콘크리트학회, 2008, 523 pp.
4. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*, ACI, Farmington Hills, Mich., USA, 2008, 465 pp.
5. 콘크리트 코리아 연구단, <http://www.concretecorea.com/>.
6. 정재형, 강훈, 안종문, 신성우, "150 MPa 초고강도콘크리트와 철근의 부착응력 평가," 대한건축학회논문집 구조계, 24권, 12호, 2008, pp. 43~50.
7. CSA A23.3-04, *Design of Concrete Structures*, Canadian Standard Associate, Ontario, Canada, 2004, 214 pp.
8. NZS 3101:2006, *Concrete Structures Standard*, New Zealand Standard, Wellington, New Zealand, 2006.
9. Comité Euro-International du Béton, *CEB-FIP Model Code*, 1990, London, Thomas Telford, 437 pp.
10. Leonhardt, F. and Teichen, K. T., *Compression Joints of Reinforcing Bars (Drucke-Stösse von Bewehrungsstäben)*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 1972.
11. Cairns, J. and Arthur, P. D., "Strength of Lapped Splices in Reinforced Concrete Columns," *ACI Journal*, Vol. 76, No. 2, 1979, pp. 277~296.
12. Cairns, J., "Strength of Compression Splices: A Reevaluation of Test Data," *ACI Journal*, Vol. 82, No. 4, 1985, pp. 510~516.
13. Arthur, P. D. and Cairns, J., "Compression Laps of Reinforcement in Concrete Columns," *The Structural Engineer*, Vol. 56, No. 13, 1978, pp. 9~12, 19.
14. Orangun, C. O., Jirsa, J. O., and Breen, J. E., "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 74, No. 3, 1977, pp. 114~122.
15. Furche, J. and Eligehausen, R., "Lateral Blow-Out Failure of Headed Studs Near a Free Edge," *Anchors in Concrete-Design and Behavior*, SP-130, 1991, ACI, Farmington Hills, Mich. USA, pp. 235~252.
16. MacGregor, J. G. and Wight, J. K., *Reinforced Concrete: Mechanics and Design 4th*. 2005, Upper Saddle River, NJ, USA, Prentice Hall, 1132 pp.
17. Kupfer, H. and Hilsdorf, H. K., "Behavior of Concrete under Biaxial Stresses," *ACI Journal*, Vol. 66, No. 8, 1969, pp. 656~666.
18. Zuo, J. and Darwin, D., "Bond Strength of High Relative Rib Area Reinforcing Bars," *SM Report No. 46*, University of Kansas Center for Research, Lawrence, Kans., USA, 1998, 350 pp.
19. Zuo, J. and Darwin, D., "Splice Strength of Conventional and High Relative Rib Area Bars in Normal and High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 4, 2000, pp. 630~641.
20. Thompson, M. K., "The Anchorage Behavior of Headed Reinforcement in CCT Nodes and Lap Splices," PhD dissertation, The University of Texas at Austin, Austin, USA, 2002, 502 pp.
21. Seliem, H. M., Hosny A., Rizkalla, S., Zia, P., Briggs, M., Miller, S., Darwin, D., Browning, J., Glass, G. M., Hoyt, K., Donnelly, K., and Jirsa, J. O., *Bond Behavior of MFX (ASTM A 1035) Reinforcing Steel*, Nov. 2007, 27 pp.
22. Canbay, E. and Frosch, R. J., "Bond Strength of Lap-Spliced Bars," *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 4, 2005, pp. 605~614.
23. Ozbakkaloglu, T. and Saatcioglu, M., "Rectangular Stress Block for High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 4, 2004, pp. 475~483.

요약 현행 기준식에 따르면 초고강도콘크리트에서는 철근 인장이음길이보다 압축이음길이가 더 길어지는 현상이 발생된다. 초고강도콘크리트의 경제적 실용화를 위해 합리적인 압축이음강도의 평가가 필요하다. 이를 위해 압축이음의 거동 특성을 분석하고 영향인자를 도출하였으며, 설계강도 40, 60 MPa 콘크리트에 대한 압축이음 실험을 수행하였다. 압축이음강도는 부착과 지압으로 구성되고, 부착과 지압의 복합 거동에 의해 발현되므로, 압축이음 거동특성 및 강도평가를 위해서는 부착과 지압이 함께 존재하는 상태에서의 연구가 수행되어야한다. 인장이음과 달리 압축이음은 이음길이가 짧고 지압의 존재로 인해 콘크리트 강도의 영향이 크다. 실험결과 압축이음강도는 콘크리트의 제공근에 비례하는 것으로 평가되었다. 부착과 지압 모두 주변 콘크리트의 응력상태에 따라 결정되는데, 콘크리트의 축방향 응력이 높기 때문에 철근 순간적 증가에 따른 이음강도 증가는 거의 없다. 지압강도는 이음길이와 철근 순간적에 무관하며, 콘크리트 강도의 제공근의 함수로 표현할 수 있다. 파괴양상이 측면파열파괴와 유사하므로 지압강도는 앵커의 측면파열파괴 강도식을 활용하여 평가가 가능하다. 부착에 의해 발현되는 강도는 인장이음의 경우와 유사하므로, 인장이음강도에 비해 향상된 압축이음강도는 단부 지압효과로 설명될 수 있다.

핵심용어 : 압축이음, 부착, 지압, 이음길이, 철근 순간적