

# 앵글과 철근을 조립한 PSRC 합성기둥의 휨 실험

■ 자료제공 : 황 현 중 (서울대학교 건축학과 박사과정)  
 임 태 성 (대구가톨릭대학교 건축학부 조교수)  
 박 홍 근 (교신저자, 서울대학교 건축학과 교수)  
 이 창 남 ((주)센구조연구소 대표이사)  
 김 형 섭 ((주)센구조연구소 차장)

PSRC 기둥은 앵글을 콘크리트에 매입시킨 기둥으로, 단면의 외곽 코너에 배치되는 앵글이 기둥의 휨-압축에 저항하고, 횡철근은 기둥의 전단과 앵글-콘크리트 사이의 부착에 저항한다. 본 연구에서는 KBC 2009에 따라 PSRC 합성기둥의 휨, 전단, 부착 설계방법을 정립하고, 단순지지된 2/3 스케일의 PSRC 보와 SRC 보의 2점 가력 휨실험을 통하여 제안된 설계법을 검증하고 PSRC 합성기둥의 파괴 특성을 분석하였다. 단면의 강재비와 횡철근 간격을 실험 변수로 고려하였다. 실험결과, KBC 2009으로 예측한 PSRC 합성기둥의 휨, 전단, 부착 강도는 실험결과와 잘 일치하였다. 고강도 앵글이 기둥 단면의 외곽에 배치되므로 PSRC 합성기둥은 동일한 강재비를 갖는 일반 SRC 합성기둥 단면에 비하여 매우 우수한 휨저항 성능을 나타냈다. 그러나 앵글과 콘크리트 사이의 부착강도가 충분히 확보되지 못한 경우 합성기둥 단면의 횡항복강도를 발휘하기 이전에 앵글의 부착파괴, 피복콘크리트 파괴, 횡철근의 파단 등이 발생하였다. 또한 앵글 용접부 및 인성이 부족할 경우 앵글-횡철근 용접부에서 앵글의 파단에 의해 실험체가 파괴되었다.

## 1. 서론

건물의 대형화 및 초고층화로 인하여 효율적인 구조 방식으로 강-철근콘크리트 합성구조(SRC 구조)의 적용이 확대되고 있다. SRC 기둥의 휨강도 효율을 높이고 강재가 콘크리트 횡보강에 기여하도록 하기 위해서는 강재를 최대한 단면 코너에 배치하는 것이 효과적이다.

김형근 등은 단면성능을 향상시키고 거푸집 공사와 배근공사를 생략할 수 있도록, 앵글을 단면의 4개 코너에 배치하고 y형 강판으로 앵글 사이를 용접하여 기둥을 구축하는 yLRC 합성기둥을 제안하였다. 압축실험 결과 앵글과 y형 강판에 의한 콘크리트 구속효과로 최대하중 변형률이 증가하였으나 최대강도 이후 앵글의 좌굴에 의한 급격한 강도감소를 보였으며, 김보람 등에 의하면 강재가 외부에 노출되어 내화피복이 추가되어야 하는 한계가 있었다.

Campione와 Montuori 등은 철근콘크리트 기둥을 앵글로 보강하여 중심축 및 편심 압축 가력을 수행하였다. 기존 철근콘크리트 기둥을 보강하기 위하여 기둥 외부 네 코너에 앵글을 설치한 후 강판을 용접하여 앵글을 일체화 시켰다. 그 결과 기둥 코너에 배치된 앵글에 의한 추가적인 구속 효과로 인하여 기둥의 강도 및 연성능력이 증가하는 것으로 나타났다. 그러나 앵글이 기둥 외부에 설치되므로 내화피복이 추가로 필요하고, 앵글 좌굴을 방지하기 위해 앵글에 피강판을 촘촘하게 용접을 해야 한다. 이러한 한계를 극복하고 앵글을 주요 구조부재로 사용하기 위하여, 본 연구에서는 앵글을 콘크리트 기둥 내부에 배치하는 새로운 합성기둥을 개발하였다.

그림 1은 앵글조립 합성기둥(이하 PSRC 기둥, Prefabricated Steel-Reinforced Concrete column)의 단면을 보여준다. PSRC 합성기둥은 고강도 앵글을 직사각형 단면의 네 코너에 배치하고 각 앵글은 횡방향의 철근 또는 강판으로 용접 조립하여 자립이 가능하도록 제작한다. 필요할 경우 단면에 종방향의 고강도 철근을 추가로 배치함으로써, 기둥 단면의 휨-압축 성능을 높일 수 있다. 또한 지진하중에 의하여 큰 변형능력이 요구되는 경우 콘크리트 횡보강을

위한 횡방향 후프근 및 띠근(hoop and cross tie bars)의 간격을 조절하여 최대강도 이후 연성거동을 증가시킬 수 있다. 기둥 단면 모서리에 배치된 앵글은 휨강성을 증가시킬 뿐만 아니라 내부 콘크리트의 구속 효과를 증가시키는 역할을 한다.

건설공사 측면에서 PSRC 기둥 부재는 철구조장에서 용접으로 제작되므로 공사 현장에서는 복잡한 철근 배근 공사가 불필요하다. 콘크리트 타설 이전의 PSRC 기둥 부재는 앵글의 강성으로 인하여 현장 세우기공사에 필요한 수준의 강성을 제공한다. 또한 단면의 중앙에 충분한 콘크리트 주입 공간이 확보되므로, 기존 SRC 기둥에 비하여 밀실하고 고른 콘크리트 공사품질 확보에 유리하다.

구조적인 측면에서 앵글 및 종방향 철근은 콘크리트와 함께 압축력 및 휨모멘트에 대한 저항성을 발휘한다. 앵글에 용접되는 횡방향 후프근 및 띠근은 기둥에 작용하는 전단력에 대한 저항, 앵글과 콘크리트 사이의 부착력 확보, 피복콘크리트 탈락 시 앵글 및 종방향 철근 좌굴 저항, 내진설계 시 콘크리트 구축을 통한 변형능력 증진 등 구조적으로 중요한 역할을 수행한다. 특히, 횡방향 철근이 앵글에 용접되므로, 충분한 연성거동 이전에 앵글 용접부의 취성파단이 조기에 발생할 우려가 있다.

선행연구에서는 고강도 앵글 조립 PSRC 합성기둥의 압축성능을 평가하였다. 본 연구는 PSRC 합성기둥 부재의 구조성능 검증을 위한 기초연구로서, 휨실험을 통하여 PSRC 합성기둥의 휨 및 전단성능과 부착성능을 평가하였다.

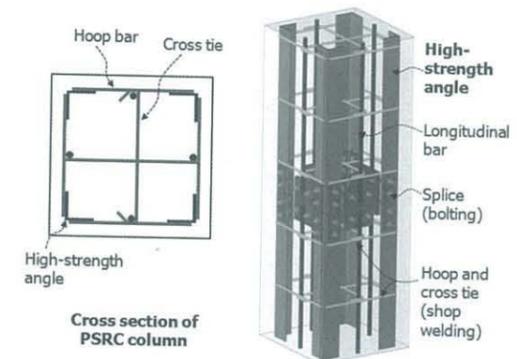
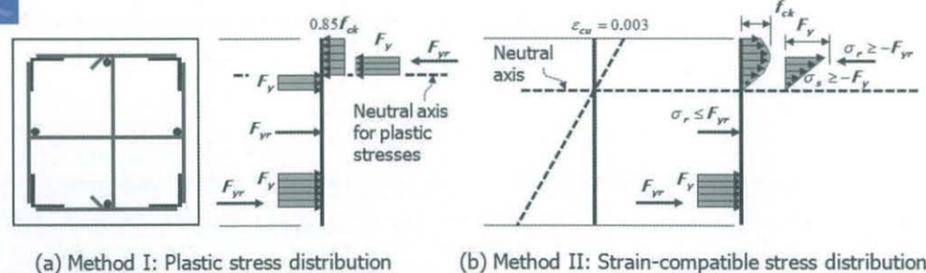


그림 1. Composite columns using steel angles



(a) Method I: Plastic stress distribution (b) Method II: Strain-compatible stress distribution

그림 2. Flexural strength of PSRC member

2. KBC 2009에 따른 휨, 전단, 부착 설계

2.1 휨 설계

PSRC 합성기둥의 단면 휨성능  $M_n$ 은 기존 KBC 2009<sup>[7]</sup> 0709장에 제시된 바와 같이 강재와 콘크리트의 소성응력분포(Method I)를 사용하거나 변형률 적합조건을 고려한 응력분포(Method II)를 사용하여 계산할 수 있다.

그림 2는 Method I과 II에 의한 단면 응력분포를 예시하여 보여준다. Method I의 경우 콘크리트의 소성 압축응력은 근사적으로  $0.85f_{ck}$ 를 사용하고 강재와 철근의 인장/압축 응력의 크기는 각각  $F_y$  및  $F_{yr}$ 을 사용한다( $f_{ck}$  = 콘크리트 압축강도,  $F_y$  = 강재의 항복강도,  $F_{yr}$  = 철근의 항복강도). 변형률 적합조건을 고려하는 Method II의 경우, 단면에서 선형의 변형률 분포를 가정하고 강재, 철근, 콘크리트의 응력은 다음과 같은 관계식을 사용하여 결정할 수 있다(그림 2).

$$-F_y \leq \sigma_s = E_s \epsilon \leq F_y \quad (1a)$$

$$-F_{yr} \leq \sigma_r = E_s \epsilon \leq F_{yr} \quad (1b)$$

$$\sigma_c = f_{ck} \left( \frac{2\epsilon}{\epsilon_{co}} + \left( \frac{\epsilon}{\epsilon_{co}} \right)^2 \right) \text{ for } -\epsilon_{cu} \leq \epsilon \leq 0 \quad (1c)$$

여기서,  $\sigma_s, \sigma_r, \sigma_c$  = 각각 변형률에 따른 강재, 철근, 콘크리트의 응력,  $\epsilon$  = 중립축 거리에 비례하여 계산되는 단면 변형률,  $\epsilon_{co}$  = 콘크리트 압축강도  $f_{ck}$ 에 대응되는 변형률(= 0.002),  $\epsilon_{cu}$  = 콘크리트 극한압축변형

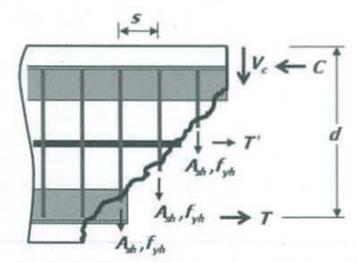


그림 3. Shear strength

률(= 0.003)이다. 식 (1a) - (1c)에서 압축의 변형률과 응력은 음수이고, 인장의 변형률과 응력은 양수로 나타난다.

2.2 전단 설계

PSRC 합성기둥의 전단저항은 원칙적으로 콘크리트, 횡방향 철근, 앵글에 의한 전단저항 기여를 합하여 구할 수 있다(KBC 2009<sup>[7]</sup> 0709장). 그러나 앵글의 단면 크기는 합성기둥 전체 단면에 비하여 현저하게 작고 휨-압축에 의하여 앵글에 축방향의 큰 인장 또는 압축응력이 발생되므로, 안전한 설계를 위하여 앵글의 전단저항은 무시하는 것이 바람직하다. 따라서 PSRC 합성기둥의 전단강도  $V_n$ 은 콘크리트와 횡방향 철근의 전단저항을 합하여 다음과 같이 결정된다(KBC 2009<sup>[7]</sup>, 그림 3).

$$V_n = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} bd + A_{sh} f_{yh} \frac{d}{s} \leq \frac{5}{6} \sqrt{f_{ck}} bd \quad (2)$$

여기서,  $b$  = 합성기둥 단면의 폭,  $d$  = 합성기둥 단면

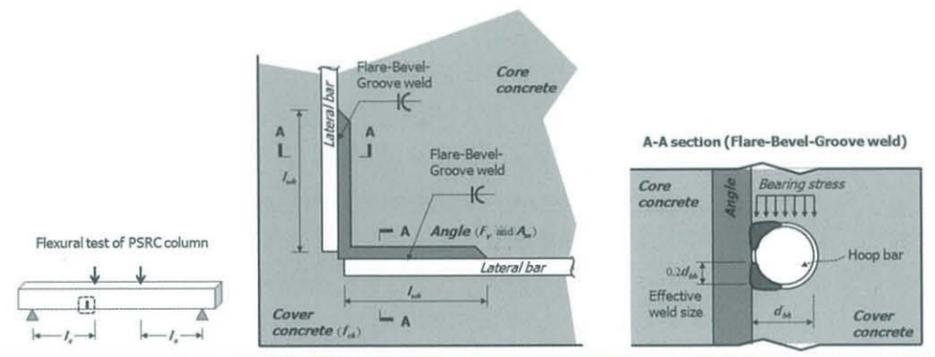


그림 4. Bond strength between angle and concrete of PSRC member

의 유효치,  $A_{sh}$  = 횡방향 철근의 단면적,  $f_{yh}$  = 횡방향 철근의 항복강도,  $s$  = 횡방향 철근의 간격이다.

2.3 부착 설계

그림 4는 앵글에 용접된 횡방향 철근의 형상을 나타낸다. 앵글과 콘크리트 사이의 부착저항은 앵글 표면과 콘크리트 사이의 마찰작용, 앵글 표면으로부터 용접된 횡방향 철근과 콘크리트 사이의 지압작용으로 이루어진다. 앵글의 표면은 매끈하므로, 안전한 부착설계를 위하여 앵글과 콘크리트 사이의 마찰저항은 무시하는 것이 바람직하다. 따라서 횡방향 철근과 콘크리트 사이의 지압에 의한 앵글-콘크리트 부착강도  $T_{bn}$ 은 다음과 같이 계산할 수 있다(KBC 2009<sup>[7]</sup> 0506장 및 그림 4 참조).

$$T_{bn} = 2 \left[ 0.85 f_{ck} (2d_{bh} l_{wh}) \left( \frac{l_s}{s} \right) \right] \quad (3)$$

여기서,  $d_{bh}$  = 횡방향 철근의 직경,  $l_{wh}$  = 앵글에 용접된 횡방향 철근의 용접 길이,  $l_s$  = 전단경간 길이로서 휨 위험단면부터 모멘트가 0인 지점까지의 길이를 나타낸다(그림 4 참조). 하나의 앵글의 표면에 횡방향 철근이 두 방향으로 용접되므로, 식 (3)에 계수 2를 곱하여 부착강도를 계산한다. 구조설계 시 식 (3)으로부터 계산되는 부착강도  $T_{bn}$ 은 앵글의 전단면적 항복에 의한 축방향 인장력(=  $F_y A_{sa}$ ,  $A_{sa}$  = 하나의 앵글 단면적, 그림 4 참조)보다 커야 한다.

식 (3)으로부터 계산된 부착강도는 앵글과 횡방향 철근의 용접부를 통하여 전달되므로, 횡방향 철근과

앵글의 용접부는 충분한 강도를 확보하여야 한다. 일반적으로 그림 4에 나타난 바와 같이 최소 용접치수  $0.4d_{bh}$ 를 확보하고 앵글과 횡방향 철근이 만나는 전체 길이를 모두 용접할 경우(용접길이 =  $l_{wh}$ ), 용접부는 식 (3)으로부터 계산되는 부착강도를 전달하기에 충분한 용접부 강도를 확보할 수 있다.

3. 실험 계획

3.1 실험체 계획

표 1과 그림 5는 휨실험에 사용된 8개의 SRC 및 PSRC 합성기둥 실험체의 실험변수와 상세 도면을 보여준다. 주요 실험변수는 강재단면의 치수에 따른 강재비와 횡방향 철근(또는 수직철근) 간격이다.

S1은 기존 SRC 합성기둥 실험체로서 500mm × 500mm 기둥 단면의 중앙에 SM490( $f_y$  = 383MPa) 재질의 H-155×150×10×12 형강(강재비 2.0%)을 매입하였다. 콘크리트 횡보강을 위하여 KBC 2009<sup>[7]</sup> 기준에 맞추어 4-D19 (SD400W) 철근을 기둥 단면의 네 모서리에 축방향으로 배치하고, 횡방향의 후프근 D10(SD400W)을 200mm 간격( $\leq 0.5b$ ,  $b$  = 보 단면의 최소 치수)으로 배치하였다.

S2는 PSRC 기준 실험체로서 H-155×150×10×12와 동일한 단면적을 갖는 고강도 SS540 ( $f_y$  = 444MPa) 재질의 L-90×90×7 앵글 4개(강재비 2.0%)를 기둥 단면의 네 모서리에 배치하였다. 또한 S1과 동등한 철근상세를 확보하기 위하여 4-D19 철근을 앵글 사이에 축방향으로 배치하였다. 전단 및 부착을 위한 횡방향

철근으로 D10 철근 4개(길이 390mm)를 용접하여 앵글을 후프형으로 감싸고, 주근 4-D19를 연결하는 2개의 교차띠근(cross tie)을 십자형으로 배치하였다. 횡방향 후프근 및 띠근의 간격은 200mm로 S1과 동일하다.

S3은 SS540 재질의 L-90×90×7 앵글 4개(강재비 2.0%)를 단면 코너에 배치하였다. 앵글만 배치한 단면의 성능을 평가하기 위하여 4-D19 주근은 제외하였다. 횡방향 철근으로 D10 철근 4개(길이 390mm)를 100mm 간격으로 용접하여 앵글을 후프형으로 감쌌다. S4와 S5는 S3과 동일하게 기둥 단면에 SS540

재질의 L-90×90×7 앵글 4개(강재비 2.0%)를 축방향으로 배치하였다. 다만 횡방향 철근 간격에 따른 앵글의 부착성능 및 전단강도를 비교하기 위하여, S4와 S5 실험체의 횡방향 철근 간격을 각각 200 및 300mm로 증가시켰다.

S6은 단면 크기를 400mm × 400mm로 줄여 강재비를 증가시킨 PSRC 합성기둥 실험체로서, 주근 없이 SS540 재질의 L-90×90×7 앵글 4개(강재비 3.1%)를 단면 코너에 배치하였다. 횡방향 철근으로 D10 철근 4개(길이 290mm)를 100mm 간격으로 용접하여 앵글을 후프형으로 감쌌다. S6과 S7은 S5와

표 1. Properties of Test Specimens and Material

Specimens	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
Dimension (mm×mm)	500 × 500	500 × 500	500 × 500	500 × 500	500 × 500	400 × 400	400 × 400	400 × 400
Concrete Strength (MPa)	23.5	23.5	23.5	23.5	23.5	23.5	23.5	23.5
Steel section (mm)	H-155×150×10×12	4-L-90×90×7						
Yield Strength of Steel section/Elongation (MPa/%)	383 / 27	444 / 17	444 / 17	444 / 17	444 / 17	444 / 17	444 / 17	444 / 17
Steel Ratio (%)	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	3.1	3.1	3.1
Longitudinal re-bar (D19)	4-D19	4-D19	-	-	-	-	-	-
Yield Strength of re-bars/Elongation (MPa/%)	523 / 18	523 / 18	-	-	-	-	-	-
Lateral re-bar (D10)	D10@200	D10@200	D10@100	D10@200	D10@300	D10@100	D10@200	D10@300
Yield Strength of lateral re-bar/Elongation (MPa/%)	522 / 20	522 / 20	522 / 20	522 / 20	522 / 20	522 / 20	522 / 20	522 / 20

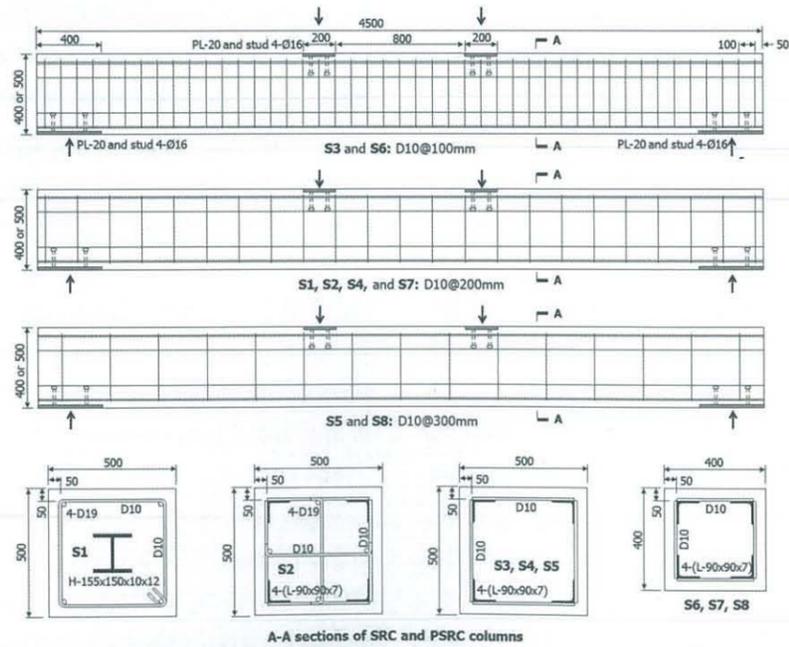


그림 5. Geometric Properties of Test Specimens

동일한 합성단면을 사용하였고, 다만 횡방향 철근의 간격을 각각 200 및 300mm로 증가시켰다.

실험에 사용한 SM490 H형강, SS540 앵글, SD400W 철근의 항복강도와 연신률은 표 1에 나타났다. 횡력에 대한 합성부재의 연성을 확보하고 용접부의 취성파단을 최소화하기 위해서는 PSRC 합성부재에 매입되는 앵글은 용접구조용 SM 강재 또는 건축구조용 SN/SHN 강재를 사용하여야 한다. 그러나 기성품으로 고강도 SM, SN, SHN 앵글(L-90×90×7)의 자재수급이 어렵기 때문에, 본 연구에서 PSRC 합성기둥의 고강도 강재로서 자재 조달이 용이한 SS540 앵글을 사용하였다.

그림 4는 횡방향 철근과 앵글의 용접부 상세를 보여준다. 철근과 앵글의 용접은 사르피노치인성 86J@0℃을 만족하는 규격 YFW-C50DR 용접봉( $F_{EXX} = 584\text{MPa}$ )를 사용하여 횡방향 철근과 앵글이 맞닿는 전체 길이에서 Flare-Bevel-Groove 용접으로 양면 용접하였다( $l_{wb} = 85\text{mm}$ , 그림 4 참조). 합성단면의 앵글로 사용한 SS540 강재는 탄소당량이 높은 비용접용 강재이므로, 원칙적으로 소성응력 및 변형이 발생할 수 있는 주요 구조재로 사용하는 경우 용접을 할 수 없다. 또한 용접을 하더라도 SS540 강재의 높은 탄소당량(0.36%)을 고려하여 60 - 160℃의 예열이 필요하다. 그러나 본 연구에서는 가장 불리한 제작조건을 고려하여 겨울철 상온(0℃)에서 예열없이 용접하였다. 용접 시 용접부의 균일 및 결함은 육안으로 관찰되지 않았다.

### 3.2 실험 방법

그림 6(a)는 SRC 및 PSRC 합성기둥 실험체의 휨실험을 위한 설치 및 가력 방법을 보여준다. 최대 가력하중 3000kN UTM을 사용하여 단조가력하였다. 보 좌·우 단부는 롤러로 지지되었고, 보 상부에는 가력보를 사용하여 1000mm 간격으로 이점 가력을 하였다. 합성기둥 실험체의 전체 길이는  $L = 4500\text{mm}$ 이고, 지점 사이의 유효 경간은  $L_e = 4100\text{mm}$ 이며, 전단 경간의 길이는  $l_s = 1550\text{mm}$ 이다. 가력점과 지점에서 지압응력에 의하여 콘크리트 균열이 발생할 수 있으며

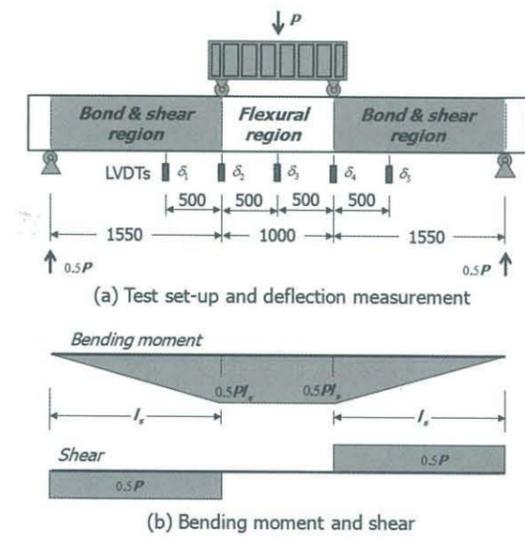


그림 6. Test Set-up for Loading and Measurement

로, 20mm 두께의 강판(SS400)으로 보강하였다(그림 5 참조). 보 하부에 500mm 간격으로 변위계를 설치하여 실험체의 처짐을 계속하였다. 또한 변형률 게이지를 사용하여 콘크리트 내부의 강재(H형강 및 앵글) 및 철근의 변형률을 계속하였다.

## 4. 실험 결과

### 4.1 곡률 및 파괴 모드 정의

그림 7은 합성기둥 실험체의 휨실험에 의한 UTM 하중과 부재 중앙부 곡률  $\phi$ 와의 관계를 보여준다. 균일한 모멘트가 작용하는 부재 중앙부 영역의 평균적인 곡률은 LVDT의 수직 처짐  $\delta_2, \delta_3, \delta_4$ 를 사용하여 다음과 같이 구하였다( $l_{LVDT} = 500\text{mm}$ , 그림 6 참조).

$$\phi = \left[ \frac{2(\delta_3 - \delta_2)}{l_{LVDT}^2} + \frac{2(\delta_3 - \delta_4)}{l_{LVDT}^2} \right] / 2 \quad (4)$$

실험으로 구한 각 실험체의 최대하중  $P_u$ , 파괴시 부재 중앙부 처짐  $\delta_{3u}$ , 항복곡률  $\phi_y$ , 파괴곡률  $\phi_u$ , 곡률연성도  $\mu = (\phi_u / \phi_y)$ , 탄성강성  $K_e$ , 파괴모드 등은 표 2에 정리하였다. 그림 7(i)에 나타낸 바와 같이, 탄성강성  $K_e$ 는 원점과 최대모멘트의 75% 점을 잇는 직

선의 기울기로 정의하였고, 항복곡률  $\phi_y$  는 최대모멘트를 항복강성으로 나누어 구하였다( $\phi_y = M_u / K_e$ ). 휨항복 이후 연성거동을 보이는 실험체(S1, S3, S6, S7)의 경우 파괴 곡률  $\phi_u$  은 최대하중 이후 하중재하능력이 최대모멘트의 75%로 저하된 시점의 곡률로 정의하였다(그림 7(i) 참조).

그림 6(b)는 실험체의 길이에 따른 휨모멘트와 전단력 분포를 보여주는데, 부재 경간 중앙부는 전단력 없이 균일한 휨모멘트가 발생하는 휨영역(flexural region)이고, 좌우측의 경간(길이 1550mm)은 전단력과 휨모멘트가 변하는 부착전단영역(bond & shear region)이다. 따라서 표 2의 최종 파괴모드는 휨파괴(휨영역에서의 파괴)와 부착전단파괴(부착전단영역에서의 파괴)로 구분하여 기술하였다. 실험 종료 후의 각 실험체의 최종 균열 및 파괴양상은 그림 8에 나타났다.

#### 4.2 하중-곡률 관계 및 최종 파괴 양상

H형강을 사용한 SRC 합성기둥 실험체 S1은 최대하중  $P_u = 471\text{kN}$ 을 보였고, 최대하중 이후에 연성거동을 보인다 약 2.4의 곡률연성도에서 부재 경간 중앙의 휨영역에서 상단부 피복콘크리트의 압괴로 인하여 강도저하가 발생되었다(그림 7(a)의 사진 참조).

그러나 피복콘크리트 압괴 이후에도 H형강이 휨에 대하여 저항하므로 하중재하능력이 계속 유지되다가 6.8의 곡률연성도에서 LVDT의 측정 한계로 인하여

실험을 중단하였다(그림 7(a) 참조).

S1과 동일한 강재비를 갖는 PSRC 합성기둥 실험체 S2는 S1에 비하여 57% 증가한 최대하중  $P_u = 738\text{kN}$ 을 보였고, 최대하중이 발생된 시점의 곡률연성도 또한 6.6으로 크게 증가하였다. S1 대비 S2의 하중재하능력이 증가한 이유는 기둥 단면의 코너에 앵글을 배치함으로써 단면 휨강도가 크게 향상되었고, S1에 사용된 SM490 H형강에 비하여 S2에 사용된 SS540 앵글의 항복강도가 16% 더 컸으며, 전단연결재를 사용하지 않아 S1의 강재와 콘크리트 사이에 완전합성이 이루어지지 않았기 때문으로 판단된다. S2는 곡률연성도 3.6에서 단면 하부의 앵글 중 한 개에서 부착파괴에 의한 미끄러짐이 발생하며 하중재하능력이 다소 감소하였다(그림 7(b) 참조).

이러한 부착파괴는 모멘트가 변하는 보 경간 우측의 부착전단영역에서 발생되었다(그림 6 참조). 앵글의 부착파괴 이후 앵글에 용접된 횡방향 철근은 다우얼작용으로 인하여 철근파단이 발생되었다(그림 7(b)의 사진 참조). 그 결과 그림 8(b)에 나타난 바와 같이 실험체의 최종적인 파괴특성은 전형적인 전단파괴와 유사하였다.

기둥 단면에 앵글만 배치하고 횡방향 철근 간격을 100mm로 배근한 PSRC 실험체 S3는 항복 이후에도 변형경화거동으로 하중재하능력이 증가하여 최대하중  $P_u = 641\text{kN}$ 을 나타냈다. 2.8의 곡률연성도에서 부재 경간 중앙의 휨영역에서 압축단부 피복콘크리트가 압괴되며 하중재하능력이 저하되었다(그림 7(c)의 사진

표 2. Test Results

Specimen	$P_u$ (kN)	$\delta_{3u}$ (mm)	$K_e$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi_y$ (1/m)	$\phi_u$ (1/m)	$\mu$	파괴 특성	최종 파괴모드
S1	471	53.1	33573	0.0109	0.0737 <sup>1)</sup>	6.77	Cover concrete spalling	-1)
S2	738	61.5	42224	0.0135	0.0888	6.58	Angle bond failure → Tie bar fracture	Bond/shear failure
S3	641	53.1	35547	0.0140	0.0560	4.01	Cover concrete spalling → Angle fracture	Flexural failure
S4	531	23.0	47970	-2)	-2)	-2)	Angle fracture	Flexural failure
S5	509	37.7	45931	-2)	-2)	-2)	Angle bond failure → Tie bar fracture	Bond/shear failure
S6	486	80.1	17089	0.0221	0.0748	3.39	Cover concrete spalling → Angle fracture	Flexural failure
S7	445	90.7	20171	0.0178	0.0854	4.81	Cover concrete spalling → Angle fracture	Flexural failure
S8	453	66.6	22726	0.0155	0.0790	5.10	Angle bond failure → Tie bar fracture	Bond/shear failure

1) Test end by limitation of LVDT measurement

2) S4 and S5 were not included in the ductility evaluation because of brittle failure before flexural yielding

참조). 이후 변형경화거동으로 하중재하능력을 일부 회복하였지만, 최종적으로 4.0의 곡률연성도에서 단면 하부의 앵글에서 인장파단이 발생되어 파괴되었다(그림 7(c)의 사진 참조). 이러한 앵글의 인장파단은 앵글과 횡방향 철근의 용접접합부에서 발생하였다. S3 실험체의 경우 횡철근을 좁은 간격으로 배치한 결과 부착 및 전단으로 인한 구조손상이 거의 관찰되지 않았는데, 그림 8(c)에 나타난 바와 같이 피복콘크리트 파괴 및 앵글 인장파단이 모두 부재 중간의 휨영역에 집중된 것은 이러한 파괴특성을 잘 보여준다.

횡방향 철근 간격을 200mm로 늘린 PSRC 실험체 S4는 부재항복 직후 단면 하부의 앵글에서 인장파단

으로 파괴되었다. 그림 7(d)의 사진에 나타난 바와 같이 앵글과 횡방향 철근의 용접부에서 인장파단이 발생하였는데, SS540 강재의 용접성이 좋지 않아 용접부의 파단이 조기에 발생한 것으로 판단된다. 파괴 시 최대하중은  $P_u = 531\text{kN}$ 으로 S3에 비하여 매우 작았다. 그림 8(d)의 실험체 최종 파괴특성에 나타난 바와 같이 대부분의 콘크리트 손상이 부재 중간의 휨영역에 집중되었다. 이는 S4 실험체의 파괴가 부착 및 전단으로 인하여 발생하기 보다는, 부재 경간 중앙부의 휨영역에서 휨모멘트에 의하여 인장항복이 발생된 SS540 앵글의 용접부가 인성부족으로 인하여 취성 파괴되었음을 잘 보여준다.

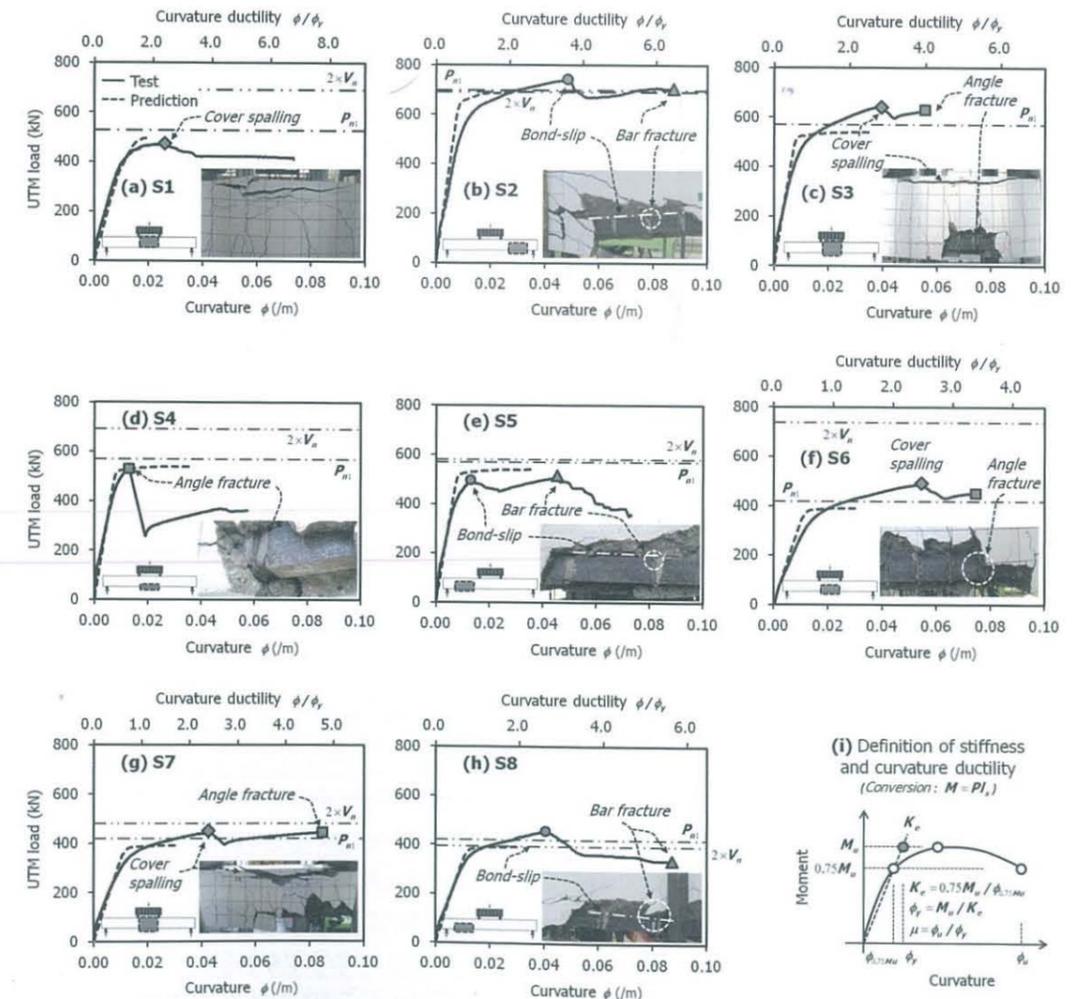


그림 7. Moment-curvature Relationships at the Center Span of Specimens

횡방향 철근 간격을 300mm로 늘린 PSRC 실험체 S5는 부재항복 직후에 좌측의 부착전단영역에서 하부 앵글의 부착파괴 및 미끄러짐 변형이 발생하였다. 그 후 한 동안 하중재하능력을 유지하다가 과도한 다우얼작용에 의하여 횡방향 철근이 파단되어 최종 파괴되었다(그림 7(e) 및 8(e) 참조). 최대하중은  $P_u = 509\text{kN}$ 으로 S3 및 S4에 비하여 작았다. 그림 8(e)에 나타난 바와 같이 콘크리트 손상이 전단력이 작용하고 휨모멘트의 변화가 있는 좌측 부착전단영역에 집중되었다. 이는 S5 실험체에서 휨모멘트로 인하여 앵글 단면이 인장항복하기 이전에 상대적으로 큰 횡철근 간격으로 인하여 부착 및 전단에 의하여 파괴되었음을 가리킨다.

실험체 S6, S7, S8은 보 단면 크기를  $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ 로 줄여 강재비를 3.1%로 증가시킨 실험체들이다. 횡방향 철근 간격을 100mm로 배근한 실험체 S6은 S3과 동일하게 부재 중간의 휨영역에서 상단부 피복콘크리트가 압괴되어 하중재하능력이 감소하였고, 이후 하부 앵글의 인장파단으로 실험을 종료하였다(그림 7(f) 및 8(f) 참조). 그림 7(f)의 사진에 나타난 바와 같이 앵글의 인장파단은 용접부에서 발생하였다. SS540 용접부의 인성 부족으로 인하여 최성파단이 조기에 발생한 것으로 판단된다. 최대하중은  $P_u = 486\text{kN}$ 이고, 최종 파괴는 곡률연성도 3.4에서 발생하였다.

횡방향 철근 간격을 200mm로 배근한 PSRC 실험체 S7은 S6과 유사한 하중변위 관계를 보였다. 즉, 균일한 휨모멘트가 작용하는 부재 중간의 휨영역에서 상단부 피복콘크리트가 먼저 압괴되었고, 그 후 하부 앵글의 용접부에서 취성파단이 발생하고 피복콘크리트가 파괴되었다(그림 7(g) 및 8(g) 참조). 그림 8(g)에 나타난 바와 같이 횡방향 철근 간격을 200mm로 배근하였음에도 불구하고, 좌·우측의 부착전단영역에서는 앵글의 부착파괴 및 미끄러짐 변형이 관찰되지 않았다.

횡방향 철근 간격을 300mm로 배근한 PSRC 실험체 S8은 그림 7(h)의 모멘트-곡률 관계에 나타난 바와 같이 부재항복 이후 변형경과거동에 의하여 하중재하능력이 증가하였다. 하지만 곡률연성도 2.7에서 좌측의 부착전단영역에서 하부 앵글에 부착파괴 및 미끄러짐

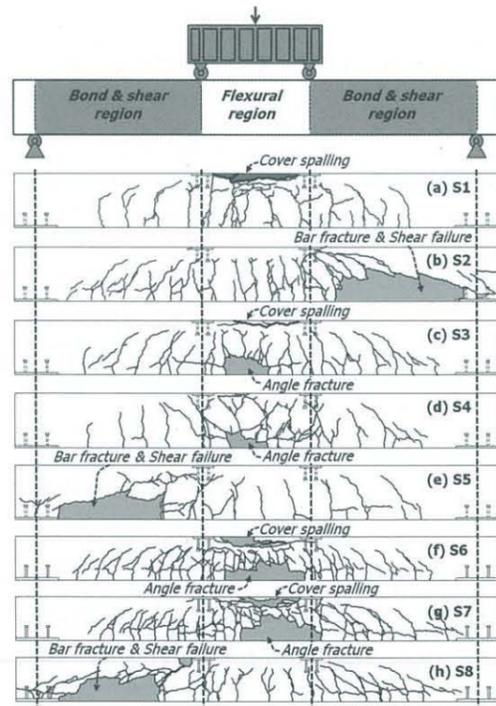


그림 8. Failure Modes of Specimens

변형이 갑작스럽게 발생하여 하중재하능력이 저하되었고, 결국 과도한 다우얼작용으로 인하여 5.1의 곡률연성도에서 횡방향 수직철근의 인장파단으로 파괴되었다(그림 7(h)의 사진 참조). 실험체의 최대하중은  $P_u = 453\text{kN}$ 으로 휨파괴된 S7 실험체의 최대하중과 거의 같았다. 하중-변위 관계 또한 연성적인 형태를 보였지만, 그림 8(h)에 나타난 바와 같이 대부분의 실험체 손상은 S7과 달리 전단력과 휨모멘트 변화가 있는 좌측의 부착전단영역에서 발생한 것으로 보아 최종적인 파괴모드는 부착 및 전단에 의한 것으로 판단된다.

#### 4.3 앵글 변형률

그림 9는 경간의 중앙부에서 H형강 플랜지(S1) 및 앵글(S2 - S8)에 설치한 변형률 게이지의 측정결과를 보여준다. 세로축 및 가로축은 각각 강재(H형강 및 앵글)의 축방향 인장변형률과 단면의 곡률을 나타낸다. 각 실험체에서 강재의 인장변형률은 파괴곡률  $\phi_u$ 에 도달한 시점까지 나타났다.

SRC 실험체 S1은 H형강이 단면의 중앙에 위치한

표 3. Evaluation and Analysis of Structural Performance

Specimen	Flexural capacity			Shear capacity		Bond capacity		Elastic stiffness	
	$P_{n1}^{1/3}$ (kN)	$P_{n2}^{1/3}$ (kN)	$P_{n1}/P_u$	$V_n^{1/3}$ (kN)	$V_n/V_u$	$T_{bn}^{1/3}$ (kN)	$T_{bn}/T_{bu}$	$K_{en}^{1/3}$ (kN-m <sup>2</sup> )	$K_{en}/K_e$
S1	528	504	1.12	345	1.46	-	-	22138	0.66
S2	698	688	0.95	345	0.93	611	1.13	46277	1.10
S3	570	541	0.89	511	1.59	1222	2.25	38795	1.09
S4	570	541	1.07	345	1.30	611	1.13	38828	0.81
S5	570	541	1.12	290	1.14	407	0.75	38851	0.85
S6	419	400	0.86	368	1.51	1022	2.25	19682	1.15
S7	419	400	0.94	240	1.08	611	1.13	19705	0.98
S8	419	400	0.92	197	0.87	407	0.75	19724	0.87

1) Composite section capacity based on material test

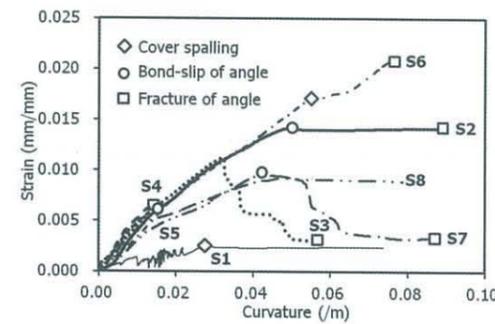


그림 9. Longitudinal Strains of Steel Sections

결과, 부재항복 및 연성거동이 진행되더라도 하부 플랜지의 인장변형률은 강재의 항복변형률(= 0.0019)보다 그다지 크게 증가하지 않았다.

실험 종료 시 H형강 하부 플랜지의 최대 인장변형률은 0.0024로 측정되었다. 이와 달리 S1과 동일한 강재비를 갖는 PSRC 합성기둥 실험체 S2는 앵글이 단면 외곽에 배치된 결과, 부재단면 하부에 배치한 앵글의 최대 인장변형률이 0.014에 도달하는 큰 소성변형률을 보였다.

부착파괴 및 앵글파단 없이 부재항복 후 연성거동을 보인 PSRC 실험체 S3은 앵글의 최대 인장변형률이 0.011에 도달하였다.

반면 부재항복 직후에 앵글의 인장파단 또는 부착파괴로 인하여 취성거동을 보인 S4와 S5의 경우, 앵글의 최대 인장변형률이 각각 0.0063 및 0.0058으로 S3에 비하여 작은 소성변형률을 보였다. 강재비가 3.1%이고 횡방향 철근 간격을 100mm로 배근한 PSRC 실험체 S6은 부재항복 이후 연성거동을 보인

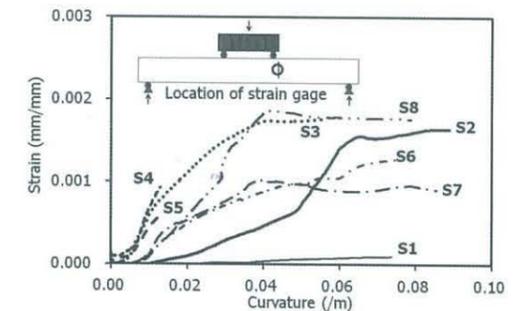


그림 10. Strains of Tie Bars

결과, 앵글에서 0.021의 큰 최대 인장변형률이 측정되었다. 반면 횡방향 철근 간격을 늘려 곡률연성도가 감소된 S7과 S8 실험체의 경우, 앵글의 최대 인장변형률이 각각 0.0092 및 0.0095로서 S6에 비하여 작은 소성변형률을 보였다.

#### 4.4 횡방향 철근 변형률

그림 10은 부재 곡률에 따른 횡방향 철근에서 측정된 인장변형률의 변화를 보여준다. 세로축에 나타난 횡방향 철근 변형률은 각 실험체의 파괴곡률  $\phi_u$ 까지 나타났다. 횡방향 철근의 변형률은 가력점에서 단부방향으로 100mm 떨어진 위치의 중간 높이에서 측정하였다(그림 10 참조). SRC 실험체 S1의 횡방향 철근의 변형은 거의 발생하지 않았다.

그 이유는 부재에 작용하는 전단력이 주로 H형강의 웹에 의하여 전달되기 때문으로 판단된다. 반면 PSRC 실험체 S2 - S8은 0.0007에서 0.002 사이의

변형률을 보였고, 모든 실험체에서 철근의 항복변형률(= 0.0026)을 초과하지는 않았다. 재하 초기에는 횡방향 철근의 변형률이 거의 증가하지 않지만, PSRC 합성기둥 실험체의 측면 콘크리트에서 전단균열이 발생한 이후에는 곡률에 비례하여 횡방향 철근의 인장변형률이 크게 증가하였다.

## 5. 구조성능 평가

### 5.1 단면 휨강도 및 곡률연성도

SRC 및 PSRC 합성기둥 실험체의 휨강도를 현행 KBC 2009<sup>[7]</sup>에 제시된 단면설계방법을 사용하여 평가하였다. 2장 및 그림 2에 제시된 바와 같이 소성응력 분포(Method I)와 단면의 선형변형률 분포에 기반한 비선형 응력분포(Method II)를 사용하여 위험단면의 휨강도  $M_{n1}$  및  $M_{n2}$ 를 각각 계산한 다음, 합성기둥 실험체의 공칭 하중재하능력  $P_{n1}$ (=  $2/M_{n1}/l_s$ ) 및  $P_{n2}$ (=  $2M_{n2}/l_s$ )를 계산하였다.

표 2는 Method I과 Method II로 구한 각 실험체의 공칭 하중재하능력을 보여주는데, 표 1에 나타난 실제 재료강도를 사용하여 계산하였다. 표 2에 나타난 바와 같이 콘크리트와 강재 및 철근의 소성응력분포를 가정하여 계산된 하중재하능력  $P_{n1}$ 이 단면의 변형률적합 조건으로 계산한 하중재하능력  $P_{n2}$ 보다 조금 크게 계산되었다. Method I의 하중재하능력이 큰 이유는 실제 극한한계상태에서 단면 상부의 앵글이 압축항복에 이르지 못하기 때문이다.

그림 7과 표 2는 실험 및 단면해석(Method I 및 II)으로 구한 각 실험체의 하중재하능력을 비교하여 보여준다. 그림 7에서 실험결과는 실선, 소성응력분포(Method I)에 의한 하중재하능력은  $P_{n1}$ (1점 쇄선), 비선형 단면해석(Method II)으로 구한 하중재하능력  $P_{n2}$ (표 2)와 모멘트-곡률 관계는 점선으로 나타났다. SRC 실험체 S1의 경우 H형강 표면에 전단연결재를 사용하지 않아 강재와 콘크리트의 완전합성이 이루어지지 않았다.

그 결과 공칭강도  $P_{n1}$  및  $P_{n2}$ 가 실험강도  $P_u$ 보다

컸다. 또한 PSRC 실험체 S4 및 S5의 경우에는 단면의 휨항복 직후에 앵글 용접부 인장파단 또는 부착파괴에 의한 취성파괴가 발생되어, 표 2에 나타난 바와 같이 단면해석에 의한 공칭강도  $P_{n1}$  및  $P_{n2}$ 가 실험강도  $P_u$ 보다 컸다. 이와 달리 휨항복 이후 연성거동을 보인 PSRC 합성기둥 실험체 S2, S3, S6, S7, S8의 경우, KBC 2009<sup>[7]</sup>에 제시된 소성응력법(Method I) 및 변형률적합조건(Method II)으로 계산된 공칭강도  $P_{n1}$  및  $P_{n2}$ 는 모두 실험강도  $P_u$ 보다 작았다. 이는 KBC 2009<sup>[7]</sup>의 합성구조설계기준을 사용하여 PSRC 부재의 보수적인 휨설계를 수행할 수 있음을 잘 보여준다.

그림 7은 실험과 비선형 단면해석(Method II)으로 구한 모멘트-곡률 관계를 비교하여 보여준다. 그림 7에서 실험 및 단면해석은 각각 실선 및 점선으로 표시하였는데, 단면해석은 콘크리트 압축 최외단의 최대 변형률이 0.003에 도달할 때까지만 수행하였다. 재하 초기에는 실제 강성이 해석보다 큰데, 이는 단면해석 시 콘크리트의 인장응력을 무시하였기 때문이다.

반면 부재 항복점에 다가갈수록 실험체의 강성이 점진적으로 감소하여 단면해석에 의한 강성보다 작아지는데, 이는 강재(SM490 형강 및 SS540 앵글)와 철근의 응력이 비례한계보다 커지면서 강성이 감소하고 강재와 콘크리트 사이에서 부착변형이 발생되기 때문으로 판단된다.

부재 휨항복 직후에 취성파괴를 보인 S4(앵글 파단) 및 S5(앵글 부착파괴)를 제외한 나머지 PSRC 실험체들은 콘크리트의 최외단 압축변형률이 0.003에 도달하여 단면 최대강도를 발휘하는 시점, 즉 비선형 단면해석(Method II)으로 구한 극한한계상태의 곡률이 실험체의 파괴곡률보다 작았다(그림 7(b), (c), (f), (g), (h) 참조).

### 5.2 단면 휨강성

실험에 의한 탄성강성  $K_e$ 와 KBC 2009<sup>[7]</sup> 및 AISC 360-10<sup>[8]</sup>에서 사용하는  $K_{en}$ 을 비교하였다. 실험으로 구한 탄성강성  $K_e$ 는 표 2(그림 7(i) 참조)에 나타난 방법으로 구하였다. KBC 2009<sup>[7]</sup>의 0709장에 의한 탄성

강성  $K_{en}$ 은 선형탄성이론으로 계산하였다. KBC 2009<sup>[7]</sup>의 0709.3.1에 따르면, 합성부재의 휨강성  $K_{en}$ 은 선형이론에 의한 등가강성( $EI_{eq}$ , 단면해석으로 계산되는 탄성강성)에 감소계수 0.75를 곱하여 계산할 수 있다. 즉,

$$K_{en} = 0.75 EI_{eq} \quad (5)$$

여기서,  $EI_{eq}$  = 단면해석에 의한 모멘트-곡률 관계에서 원점과 최대모멘트의 75% 점을 잇는 직선의 기울기로 정의된다(그림 7(i) 참조). 표 3은 실험 및 KBC 2009<sup>[7]</sup>로 구한 PSRC 합성기둥 실험체의 휨강성을 비교하여 보여준다(표 3의  $K_{en}/K_e$  참조,  $K_e$ 는 표 2 참조). SRC 실험체의 경우 H형강이 부재 휨강성에 크게 기여하므로, 콘크리트 균열, 부착 슬립 등을 고려하여 등가강성을 25% 저감시킨 식 (5)의 계산값보다 더 크게 평가되었다. 반면 PSRC 실험체의 경우 식 (5)로 예측한 휨강성과 실험에 의한 탄성강성이 대체로 일치되는 결과를 보였다.

표 2와 표 3에 정리된 바와 같이, 동일한 강재비 및 보강철근 상세를 갖는 S1과 S2의 구조성능 및 거동 특성의 차이는 PSRC 합성기둥의 특징을 잘 보여준다. 동일한 강재비를 사용하였음에도 불구하고 앵글을 단면의 외곽에 배치함으로써 강성, 하중재하능력 등 PSRC 합성기둥 단면의 휨저항성능이 크게 개선되었다(표 3 참조).

SS540 강재(S2에 사용된 앵글,  $F_y = 444\text{MPa}$ )와 SM490 강재(S1에 사용된 H형강,  $F_y = 383\text{MPa}$ ) 사이의 재료항복강도의 차이를 제외하더라도, 단면에서 강재의 효율적인 배치로 인하여 14%의 휨강도가 향상되었다(표 3의  $P_{n1}$  비교). 탄성강성 또한 PSRC 합성기둥 실험체 S2에서 109% 증가하는 것으로 나타났다(표 3의  $K_{en}$  비교). 단조가력 상태에서 PSRC 실험체 S2의 곡률연성도 6.0 이상으로 거의 소성설계가 가능할 정도의 연성능력을 나타냈다.

그러나 부재 항복 이후 피복콘크리트의 파괴에 의한 앵글-콘크리트 부착파괴, 앵글과 횡방향 철근 용접부의 파단 등은 PSRC 부재가 갖는 단점으로 향후 개선이 필요한 것으로 나타났다. 특히, 그림 11에 나타난

바와 같이 앵글에 용접된 횡철근을 통해 앵글의 인장/압축 응력이 주변 콘크리트로 전달되기 때문에, 앵글-횡철근 용접부에서 갑작스런 응력 변화가 발생된다. 이러한 응력집중은 앵글의 취성파단을 조기에 유발할 우려가 높다.

따라서 중간 및 특수 내진구조와 같이 PSRC 합성기둥의 항복이후 연성능력이 요구되는 경우, 본 연구에서 사용한 SS540 강재보다 용접부 인성이 우수한 SM재, SN재 등의 강재를 사용하여야 한다.

### 5.3 부착 및 전단 특성

2장 및 그림 4에서 언급된 바와 같이 앵글과 콘크리트 사이의 부착은 횡방향 철근의 지압작용에 의하여 기여된다. 표 3은 앵글 1개의 전단면 인장(또는 압축)항복에 필요한 소요부착강도  $T_{bu} = 543\text{kN}$ (=  $A_{sa}F_y$ ,  $A_{sa}$  = 앵글의 단면적  $1223\text{mm}^2$ ,  $F_y$  = 앵글의 항복강도  $444\text{MPa}$ )와 부착전단 구간( $l_s = 1550\text{mm}$ )에서 횡방향 철근의 지압작용에 의한 공칭 부착강도  $T_{bn}$ 를 비교하여 보여준다.

공칭 지압강도  $T_{bn}$  계산을 위하여, 횡방향 철근의 직경과 용접길이는 각각  $d_{bb} = 10\text{mm}$  및  $l_{wb} = 85\text{mm}$ 를 사용하였고 콘크리트 압축강도는  $f_{ck} = 23.5\text{MPa}$ 를 사용하였다(식 (3) 참조).

표 3에 나타난 바와 같이 횡방향 철근을  $s = 100, 200, 300\text{mm}$  간격으로 배근한 실험체들의 부착강도 계산값은 각각  $T_{bn} = 1222, 611, 407\text{kN}$ 이다. 즉,  $s = 100\text{mm}$  간격으로 횡방향 철근을 배치한 PSRC 실험체 S3 및 S6 실험체는 소요 부착강도  $T_{bu}$ 보다 큰 부착성능  $T_{bn}$ 을 확보하였지만,  $s = 300\text{mm}$  간격으로 횡방향 철근을 배치한 PSRC 실험체 S5 및 S8은 소요 부착강도  $T_{bu}$  대비 부착성능  $T_{bn}$ 이 충분하지 않다. 그 결과 그림 7, 그림 8, 표 2에 정리된 바와 같이 PSRC 실험체 S5 및 S8은 부재단면의 항복 및 연성거동이 발생하기 이전에 좌측 경간의 부착전단영역에서 앵글과 콘크리트의 부착파괴가 발생하였다.

$s = 200\text{mm}$  간격으로 횡방향 철근을 배치한 PSRC 실험체 S2, S4, S7의 경우 소요 부착강도  $T_{bu}$ 와 공칭 부착성능  $T_{bn}$ 이 비슷한 값으로 나타났다(표 3 참조).

그 결과 그림 8과 표 2에 나타난 바와 같이, 휨파괴 및 부착전단파괴 모드가 혼재하여 발생하였다. 이러한 결과는 식 (3)

으로부터 예측한 PSRC 합성기둥 부재의 부착강도가 실제 부착성능과 잘 일치하고 있음을 가리킨다.

식 (2)에 나타난 바와 같이 횡방향 철근은 부착강도 뿐만 아니라 PSRC 합성기둥의 전단저항에도 기여한다. 각 실험체에 작용하는 소요 전단강도  $V_u (= 0.5P_u)$ 와 식 (2)를 사용하여 예측한 공칭 전단강도  $V_n$ 을 비교하여 표 3에 나타냈다. PSRC 실험체 S2와 S8의 경우 소요 전단강도보다 공칭 전단강도가 다소 작았다. 그러나 식 (2)에 의한 전단강도가 대체로 안전측의 값이므로, 실제 실험에서 전단에 의한 직접적인 파괴는 관찰되지 않았다.

#### 5.4 부착 및 전단 설계시 주의사항

이러한 분석결과는 PSRC 합성기둥의 횡방향 철근에 부착이 전단이 동시에 작용하더라도, 횡방향 철근이 저항하는 부착강도와 전단강도를 각각 독립적으로 계산하여 PSRC 합성기둥의 구조설계를 수행할 수 있음을 보여준다. 그러나 PSRC 합성부재에서 횡방향

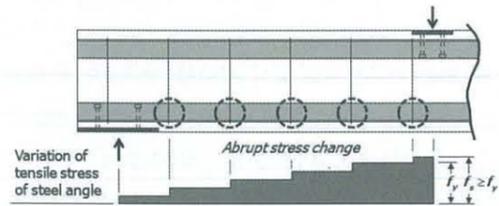


그림 11. Stress Concentration at Weld Joints Between Angle and Lateral Re-bars

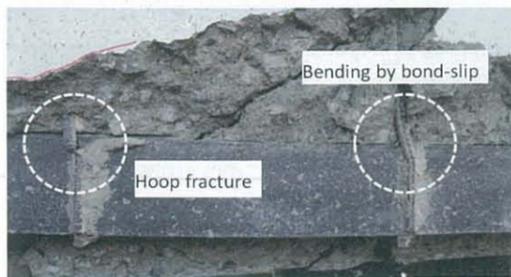


그림 12. Dowel Action and Fracture of Lateral Re-bars After Bond Failure Between Angle and Concrete

철근에 의한 부착설계 및 전단설계 시 다음과 같은 사항에 대하여 주의하여야 한다.

1) 앵글에 부착파괴 및 미끄러짐이 발생하면 그림 12에 나타난 바와 같이 앵글에 수직으로 용접되는 횡방향 철근에 다우얼작용에 의한 직각방향 변형이 발생하므로 횡방향 철근의 전단저항능력이 급격히 감소될 수 있다. 따라서 PSRC 합성기둥 부재에서 횡방향 철근이 기여하는 전단강도는 앵글 전단면적의 인장 또는 압축 항복하중을 저항할 수 있는 부착성능을 확보한 경우에만 유효하다.

2) 극한한계상태에서 PSRC 합성기둥의 단면이 인장지배영역에 놓이는 경우, 앵글의 인장항복 이후 변형경화거동에 의한 응력 증가를 고려하여 PSRC 합성부재의 부착성능은 앵글 항복하중의 1.3배(KBC 2009<sup>77)</sup>) 이상 확보하는 것이 바람직하다.

$$T_{bn} \geq (1.3F_y)A_{sa} \quad (6)$$

3) 지진하중과 같이 반복하중이 주로 작용하는 경우 피복콘크리트의 파괴가 쉽게 발생될 수 있다. 일단 피복콘크리트가 파괴될 경우 앵글에 용접된 횡방향 철근의 부착 저항성능이 급격히 손실되므로, PSRC 합성기둥 부재의 부착 및 전단 성능은 비탄성 지진거동에 취약하다.

따라서 본 연구에서 제시된 PSRC 합성기둥 상세는 비내진구조에 사용하는 것이 바람직하다. 높은 연성도가 요구되는 구조에 대해서는 주기하중에 대한 실험 검증이 요구된다.

#### 6. 결론

PSRC 합성기둥의 단순 휨실험에 대한 주요 실험 및 분석 결과는 다음과 같다.

- (1) 횡철근의 간격이 200mm를 초과하는 경우 앵글과 콘크리트 사이에서 부착파괴가 발생하였다. 부착파괴가 발생하지 않는 경우 연성거동을 보

- 이며, 궁극적으로 앵글의 파단이 발생하였다.
- (2) 동일한 강재비에서 PSRC 휨강도는 SRC 휨강도보다 14% 증가하였으며, 탄성강성은 109% 증가하였다. 앵글의 용접부파괴 및 부착파괴가 발생되지 않는 경우, 실험에 의한 PSRC합성기둥의 휨강도는 KBC 2009에 제안된 소성응력법 및 변형률분포법에 의한 예측값보다 컸다.
- (3) PSRC 합성기둥의 휨연성도는 3.4-6.6이며, 이는 SRC 합성기둥보다 다소 작았다.
- (4) PSRC 휨강도는 KBC 2009의 예측강도보다 커서 안전측이었으며, SRC(전단연결재 없음) 강도는 미끄러짐으로 인하여 예측강도보다 작았다.
- (5) 횡철근의 부착파괴가 발생하지 않는 경우, 콘크리트 변형률 0.003에 도달할 때 예측된 변형능력보다 실험체의 변형능력이 크게 나타났다.

- (6) 부착강도 예측값은 실험체의 파괴거동을 잘 예측하였다. 횡철근의 부착강도는 전단강도와 독립적으로 설계가 가능한 것으로 나타났다.
- 본 연구에서 개발한 PSRC 합성기둥은 기존 SRC 합성기둥과 비교하여 하중재하능력, 강성 등 우수한 휨저항성능을 확보하였다. 따라서 실무에 적용할 경우 경제적이고 효율적인 구조설계가 가능할 것으로 판단된다. 하지만, PSRC 합성기둥의 내진설계가 필요한 경우에는 변형능력 및 강도 발휘에 중요한 부착 능력과 충분한 연성 거동이 요구된다. 이에 대한 추가적인 연구가 필요한 것으로 나타났다. <sup>78)</sup>

참고문헌

- 1 Morino, S. (1997) Recent Developments in Hybrid Structures in Japan—Research, Design and Construction Engineering Structures, Elsevier, Vol. 20, No. 4, pp.336-346.
- 2 김형근, 김명현, 조남규, 김상섭, 김상대(2009) yLRC 합성기둥의 압축강도에 관한 실험 연구, 한국강구조학회 논문집, 한국강구조학회, 제21권, 제5호, pp.545-552. Kim, H.G., Kim, M.H., Cho, N.G., Kim, S.S., and Kim, S.D. (2009) Experimental Study on the Compressive Strength of yLRC Composite Columns, Journal of Korean Society of Steel Construction, KSSC, Vol. 21, No. 5, pp.545-552 (in Korean).
- 3 김보람, 강성덕, 김형근, 김명현, 김상대(2008) 강재 영구거푸집을 사용한 yLRC 합성기둥의 내화성능 연구, 한국강구조학회 논문집, 한국강구조학회, 제20권, 제3호, pp.365-375. Kim, B.R., Kang, S.D., Kim, H.G., Kim, M.H., and Kim, S.D. (2008) A Study on the Fire Resistance of yLRC Composite Columns with Steel Sheet Forms and Angles, Journal of Korean Society of Steel Construction, KSSC, Vol. 20, No. 3, pp.365-375 (in Korean).
- 4 Campione, G. (2010) R/C Columns Strengthened by Means of Steel Angles and Battens: Testing, Modeling and Design, Studies and Researches, Politecnico di Milano, Vol. 30, pp.42-72.
- 5 Monturi, R. and Piluso, V. (2009) Reinforced Concrete Columns Strengthened with Angles and Battens Subjected to Eccentric Load, Engineering Structures, Elsevier, Vol. 31, No. 2, pp.539-550.
- 6 황현중, 엄태성, 박홍근, 이창남, 김형섭(2012) 고강도 앵글을 적용한 선조립 합성기둥의 압축 실험, 한국강구조학회 논문집, 한국강구조학회, 제24권, 제4호, pp.361-369. Hwang, H.J., Eom, T.S., Park, H.G., Lee, C.N., and Kim, H.S. (2012) Compression Test for Prefabricated Composite Columns Using High-Strength Steel Angles, Journal of Korean Society of Steel Construction, KSSC, Vol. 24, No. 5, pp.361-369 (in Korean).
- 7 대한건축학회(2009) 건축구조설계기준 및 해설(KBC 2009) 기문당. AIK (2009) Korea building code and commentary - structural, Architectural Institute of Korea (in Korean).
- 8 AISC D1 (2010) Structural Welding Code Steel, American Welding Society, USA.
- 9 AISC 360 (2010) Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, USA.

\* 본 연구는 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행한 R&D정책인프라사업(11기술표준화09-01)에 의한 성능기반 강-콘크리트 합성구조 설계기준개발 및 중소기업청에서 지원하는 2011년도 산학연협력 기업부설연구소 지원사업(No.00045821)의 연구비 지원의 의해 수행되었으며, 2012년 10월, 한국강구조학회 논문집 제25권 5호(통권 120호)에 소개된 내용입니다.