

# 800MPa 강재 및 100MPa 콘크리트를 적용한 매입형 합성기둥의 구조성능

## Structural Performance of Concrete-encased Steel Columns using 800MPa Steel and 100MPa Concrete

김 창 수<sup>1)</sup> · 박 흥 근<sup>2)</sup> · 최 인 락<sup>3)</sup> · 정 경 수<sup>4)</sup> · 김 진 호<sup>5)</sup>  
Kim, Chang Soo · Park, Hong Gun · Choi, In Rak · Chung, Kyung Soo · Kim, Jin Ho

요 약 : 고강도강재 및 고강도콘크리트를 적용한 매입형 합성기둥의 편심압축시 거동특성을 연구하기 위하여, 항복강도  $f_{ys} = 913\text{MPa}$  강재와 압축강도  $f_{ck} = 97.7\text{MPa}$  콘크리트를 사용하여 실험연구를 실시하였다. 주요변수는 횡철근의 종류, 항복강도, 배근간격, 그리고 편심하중거리이다. 거동특성을 분석하기 위하여 구속효과와 변형률적합조건을 적용한 비선형 단면해석을 실시하였으며, 현행 설계기준들의 적용성을 판단하기 위해 실험결과와 비교하였다. 횡구속효과에 의하여 콘크리트의 연성능력은 증가하였으며, 이에 따라 단면의 휨모멘트강도가 증가하였다. 비선형해석을 통해 합성단면의 축력-모멘트 상관관계를 예측한 결과는 실험결과와 잘 일치한 반면, 강재의 완전소성강도를 사용하는 Eurocode 4는 실험체의 성능을 과대평가하였으며, 콘크리트의 횡구속효과를 고려하지 않은 ACI 318은 과소평가하였다.

ABSTRACT : Five concrete-encased steel columns using high-strength steel ( $f_{ys} = 801\text{MPa}$ ) and high-strength concrete ( $f_{ck} = 97.7\text{MPa}$ ) were tested to investigate the eccentric axial load-displacement relationship. Test parameters included the type, yield strength, and spacing of lateral reinforcement, and also the eccentricity of axial load. To analyze the behavior of the column specimens, the nonlinear sectional analysis using strain-compatibility and confinement effect was performed. To examine the applicability of existing design codes for the composite sections using high-strength materials, the test results were also compared with the predictions by the nonlinear analysis and the design codes. The confinement effect of lateral reinforcement increased the ductility of concrete, and the moment capacity of the column specimens increased with the ductility of concrete. The prediction by the nonlinear analysis gave good agreement with the test results. On the other hand, the ACI 318 neglecting lateral confinement effect underestimated the strength of the column specimens, and the Eurocode 4 using complete plastic capacity of steel section overestimated.

핵심용어 : 강재 매입형; 합성기둥; 고강도강재; 고강도콘크리트; 편심하중

KEYWORDS : concrete-encased steel, composite column, high-strength steel, high-strength concrete, eccentric loading

### 1. 서론

최근 건물의 초고층화·대형화에 따른 기둥의 성능요구 증가 및 양중무게 감소요구, 그리고 기둥의 단면적을 줄이고 사용면적을 확보하기 위한 방안으로서 합성작용을 통해 재료의 성능을 극대화할 수 있는 합성기둥의 사용이 증가하고 있다. 합성기둥의 한 형태인 강재 매입형 합성기둥(concrete-encased steel 또는 steel-reinforced concrete columns)은, 거푸집

작업과 콘크리트 횡구속을 위한 철근이 요구되지만, 콘크리트가 내부강재를 둘러싸고 있어 내화성능이 뛰어나고 강재기둥의 좌굴을 콘크리트가 구속하여 하중저항능력을 개선할 수 있다. 특히 최근 고강도강재와 고강도콘크리트에 대한 연구와 생산이 활발해지면서, 고강도재료의 합성기둥 적용이 기대되고 있다.

고강도재료를 적용한 매입형 합성기둥에 대한 실험 및 해석연구는 여러 연구자들에 의해서 꾸준히 수행되어 왔다. Ricles and Paboojian (1994)의 실험에서는 압축강도  $f_{ck} =$

1) 교신저자. 서울대학교 건축학과 박사과정  
(Tel: 02-880-7053, Fax: 02-871-5512, E-mail: mukan05@snu.ac.kr)

2) 서울대학교 건축학과 교수(parkhg@snu.ac.kr)

3) 포항산업과학연구원 건축해양연구본부 선임연구원(irchoi@rist.re.kr)

4) 포항산업과학연구원 건축해양연구본부 책임연구원(kschung@rist.re.kr)

5) 포항산업과학연구원 건축해양연구본부 본부장(jinho@rist.re.kr)

본 논문에 대한 토의를 2011년 4월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

68.9MPa(강재 항복강도  $f_{ys} = 374.4\text{MPa}$ )의 고강도콘크리트가 적용되었고, Kato (1996)는  $f_{ys} = 502\text{MPa}$ ( $f_{ck} = 38\text{MPa}$ ), Oh et al. (2006)은  $f_{ys} = 451\text{MPa}$ (최대인장강도  $f_{us} = 596\text{MPa}$ ,  $f_{ck} = 35.1\text{MPa}$ )의 고강도강재를 사용하였으며, Bergmann et al. (2000)은  $f_{ys} = 499.1\text{MPa}$ ( $f_{us} = 550\text{MPa}$ )과  $f_{ck} = 91\text{MPa}$ , 그리고 Nakano et al. (2006)은  $f_{ys} = 418\text{MPa}$ ( $f_{us} = 571\text{MPa}$ )과  $f_{ck} = 61.4\text{MPa}$ 의 고강도강재 및 고강도콘크리트를 동시 사용하였다.

현재 국내에서 개발되어 상용화되고 있는 구조용 강재는  $f_{ys} = 440\text{MPa}$ 급의 SM570TMC로서, 이를 반영하여 최근 개정된 건축구조기준 2009 (대한건축학회 2010, 이하 KBC) 강구조편에서는 합성기둥의 강재 항복강도 상한선을  $f_{ys} \leq 415\text{MPa}$ 에서  $440\text{MPa}$ 로 상향 조정하였으며, 콘크리트의 압축강도 상한선도  $f_{ck} \leq 55\text{MPa}$ 에서  $70\text{MPa}$ 로 조정하였다. 최근 국내에서는 건축구조용 800강(이하 VCS800,  $f_{ys} = 913\text{MPa}$ ,  $f_{us} = 988\text{MPa}$ )이 개발되었으며, 고층건물을 중심으로  $90\text{MPa}$  이상의 고강도콘크리트가 사용되고 있다. 그러나 그림 1에 나타난 바와 같이 콘크리트의 극한압축변형률은 강도와 크게 관계없이 최대 0.003정도로써,  $600\text{MPa}$  이상의 강재를 사용하는 경우에는 강재의 항복이전에 콘크리트가 압괴되어 강재의 강도를 충분히 활용할 수 없게 된다. 따라서 이 경우에는 콘크리트의 극한압축변형률을 증가시키기 위한 횡강근의 배치가 필수적이다.

한편 KBC 2009 강구조편에서는 합성단면의 설계 방법으로서 등가의 강재기둥으로 치환한 후 이선형으로 단순화한 기존의 방법 대신, 소성응력분포법(plastic stress distribution method)과 변형률적 합법(strain-compatibility method)의 2가지 설계방법을 제시하고 있다. 소성응력분포법과 변형률적합법은 각각 Eurocode 4 (CEN 2004, 이하 EC4) 및 ACI 318-08 (ACI 2007, 이하 ACI318)의 방법에 기초한 것으로, 2가지 방법 모두 콘크리트의 등가응력블록( $0.85f_{ck}$ )을 가정하고 있고, 강재와 콘크리트의 변형률적합을 가정한 소성응력분포에 기반하여 강도를 산정하거나(EC4), 콘크리트의 극한압축변형률  $\epsilon_{cu} = 0.003$ 을 가정하여 단면해석을 실시하고 있다(ACI318). 그러나 언급한 바와 같이,  $600\text{MPa}$  이상의 고강도강재를 사용하는 경우에는 콘크리트의 극한압축변형률 0.003 이후에도 강재가 탄성상태에 머물러 있어서 강재단면의 완전소성을 가정한 EC4는 합성단면의 강도를 과대평가할 가능성이 있으며, 횡강근이 잘 된 고강도콘크리트를 적용하는 경우 횡강근 증가에 따른 콘크리트 극한압축변형률의 증가를 무시한 ACI318은 합성단면의 성능을 과소평가할 가능성이 있다.

본 연구에서는  $800\text{MPa}$ 급 고강도강재와  $100\text{MPa}$ 급 고강도

콘크리트를 적용한 매입형 합성기둥의 거동특성을 파악하기 위하여 실험연구를 실시하였다. 고강도강재의 항복강도 발휘를 위한 고강도콘크리트의 변형능력 유지 방안으로서 횡철근의 횡구속효과를 검토하였으며, 현행 설계기준에 대한 고강도강재의 적용여부를 검토하였다.

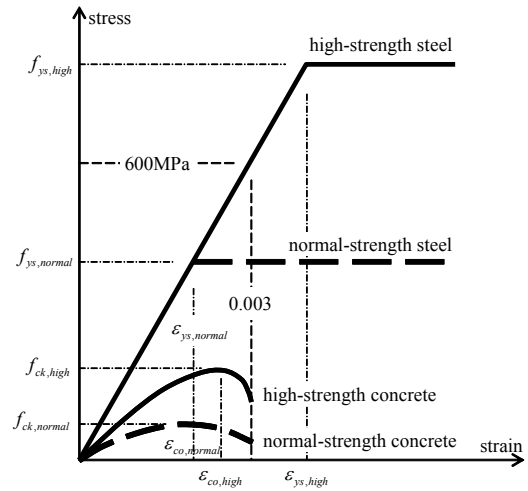


그림 1. 고강도강재 및 고강도콘크리트의 응력-변형률 관계

## 2. 실험계획

### 2.1 실험체

폭( $B$ ) × 깊이( $D$ ) =  $260 \times 260\text{mm}$ 의 각형단면 4개와 직경( $D$ ) =  $300\text{mm}$ 의 원형단면 1개를 포함하여 총 5개의 강재 매입형 합성기둥에 대하여 실험을 실시하였다(표 1). 실험체에 타설될 콘크리트의 최대골재치수가  $13\text{mm}$ 임을 감안하여, 피복콘크리트 두께는  $15\text{mm}$ 로 결정하였으며, 기둥의 순 길이는  $L = 900\text{mm}$ 이다. 모든 실험체에 대하여 내부강재는 두께  $17.6\text{mm}$ 의 VCS800 강판을 이용하여 용접제작한  $150 \times 100 \times 17.6 \times 17.6\text{mm}$ 의 H-형강을 사용하였으며 주철근은 6-D13(SD400;  $f_{yt} = 526\text{MPa}$ )을 사용하였다. 횡철근에 따른 콘크리트의 구속효과가 합성기둥의 거동특성에 미치는 영향을 파악하기 위하여 4가지 종류의 배근상세가 고려되었다. C1은 기본 실험체로서, D10(SD400;  $f_{yt} = 561\text{MPa}$ )의 이형철근을 사용하여 띠철근을 구성하였으며, KBC 0714.6.4.3(6) 합성특수모멘트골조의 상세에 따라 부재단면 최소치수의 1/4보다 다소 작은  $50\text{mm}$  수직간격으로 배근하였다(띠철근 체적비 1.86%). C2의 경우는 C1의 상세와 동일하되 편심율( $e/D = 0.23$ )만 감소시켰다. C3은 KBC 0709.2.1.6의 일반 띠철근 상세를 사용하여  $130\text{mm}$  간격으로 띠철근을 배근하였으며(띠철근 체적비 0.72%), C4는 고강도철근인

표 1. 실험체 단면구성 및 주요변수

실험체		C1	C2	C3	C4	C5	
단면	폭 × 깊이(직경)	$B \times D = 260\text{mm} \times 260\text{mm}$ (각형)				$D = 300\text{mm}$ (원형)	
	단면적, $A_g$	67600mm <sup>2</sup>				70686mm <sup>2</sup>	
	피복콘크리트 두께	15mm					
구조용 강재	H-형강 ( $h_s \times b_f \times t_w \times t_f$ )	150×100×17.6×17.6mm (17.6mm VCS800강; $f_{ys} = 913\text{MPa}$ , $f_{us} = 988\text{MPa}$ )					
	강재비, $\rho_{ss}$	8.2%				7.8%	
주철근	개수 및 종류	6-D13 (SD400; $f_{yt} = 526\text{MPa}$ )					
	주철근비, $\rho_{st}$	1.1%				1.1%	
단면의 예상 최대축강도 (중심축 압축시)	전체 합성단면(1) ( $P_o^*$ )	10549kN				10805kN	
	내부강재(2) (강재 기여도, (2)/(1))	5059kN (0.480)				5059kN (0.468)	
순 기둥길이, $L$ (주두부와 주각부를 포함한 실험체 총 길이)		900mm (1880mm)					
세장비, $KL/r^{**}$		14.28				14.24	
주요변수	횡철근 (D10)	횡보강 종류	띠철근	띠철근	띠철근	띠철근	나선철근
		횡철근 종류	SD400 ( $f_{yt} = 561\text{MPa}$ )	SD400	SD400	SD600 ( $f_{yt} = 704\text{MPa}$ )	SD400
		배근간격, $s$	50mm	50mm	130mm	50mm	50mm
		횡철근 체적비, $\rho_{st}$	1.86% (단면적비 1.10%)	1.86% (단면적비 1.10%)	0.72% (단면적비 0.42%)	1.86% (단면적비 1.10%)	2.11%
	편심하중거리, $e$ (편심율, $e/D$ )	120mm (0.46)	60mm (0.23)	120mm (0.46)	120mm (0.46)	120mm (0.40)	

\*  $P_o = 0.85f_{ck}A_c + f_{ys}A_{ss} + f_{yt}A_{st}$  ( $f_{ck} = 97.7\text{MPa}$  사용, 콘크리트의 구속효과 무시)

\*\* 단면2차반경,  $r = \sqrt{\frac{0.2E_cI_y + E_{ss}I_{ss}}{0.2E_cA_g + E_{ss}A_{ss}}}$  (KBC 0516.4.1.(5) 이용,  $E_c = 8500\sqrt[3]{f_{ck} + 8}$  (KBC 0503.4.3.1),  $E_{ss} = 205\text{GPa}$ )

SD600( $f_{yt} = 704\text{MPa}$ )을 사용하여 50mm 간격으로 띠철근을 배근하였다. C5는 나선철근(D10, SD400)을 사용하되 비교를 위하여 띠철근과 동일한 50mm 간격으로 배근하였다 (나선철근 체적비 2.11%). 자세한 각 실험체의 배근상세는 그림 2에 나타나 있다.

각형단면의 경우 기둥 총 단면적에 대한 강재비는 8.2%, 주철근비는 1.1%이며, 원형단면의 경우에는 강재비 7.8%, 주철근비 1.1%이다. 모든 실험체의 주철근은 KBC의 관련조항 (0709.2.1.1(3), 0709.2.1.6)을 만족하도록 배근하였으며, 강재량은 EC4 6.7.1(4) ( $0.2 \leq \text{강재기여도} \leq 0.9$ )의 단면 최대축강도에 대한 강재기여도 0.48정도에 해당한다(표 1).

일반적인 기둥의 경우, 최대모멘트가 발생하는 균형과괴점이 편심율 0.5안팎에 해당하므로, 실험체의 편심거리는 120mm (각형단면 편심율  $e/D = 0.46$ , 원형단면  $e/D = 0.4$ )로 정하였으며, 높은 축력상태에 대한 비교를 위하여 C2의 경우에는 60mm( $e/D = 0.23$ )를 사용하였다. 실험체의 등가좌굴 길이는  $KL \approx L$ (순 기둥길이)로 약산하였으며, KBC 0516.4.1(5)의 단면2차반경( $r$ ) 계산식을 사용하여 각 실험체의 세장비  $KL/r$ 을 계산하면 약 14.3이 된다(표 1).

## 2.2 재료 및 실험체 제작

본 연구에서는 실험시 목표압축강도 100MPa의 고강도콘크리트를 사용하였으며, 사용된 고강도콘크리트의 배합과 물성은 표 2에 나타내었다. 공시체는  $\phi 100 \times 200\text{mm}$ 의 크기로 제작하였으며, 24시간 뒤 탈형한 후 표준양생조건에 따라 온도  $20 \pm 2^\circ\text{C}$ 의 수조에서 28일간 양생하였다.

KS F 2405 『콘크리트의 압축강도시험 방법』에 따라 28일 재령에서 콘크리트 압축강도시험을 수행하였으며, 공시체1의 응력에 따른 축(수직)변형률과 횡(수평)변형률을 그림 3에 나타내었다. 그림에 나타난 바와 같이, 사용된 고강도콘크리트는 최대압축강도까지 탄성적으로 강도가 상승하였으며 극한상태에서 취성적으로 파괴되었다. 재료실험을 통해 측정된 최대압축강도  $f_{ck}$ , 최대강도시 변형률  $\epsilon_{co}$ , 탄성계수  $E_c$ , 포아송비  $\nu$ 를 표 3에 나타내었다. 최대압축강도 산정시 KBC 0502.2.2.1에 따라 공시체 크기에 따른 강도보정계수를 적용하였다. 콘크리트의 탄성계수는 압축응력-변형률 곡선에서 원점과  $0.45f_{ck}$ 를 잇는 직선의 기울기로 측정하였으며, 탄성영역에서 축변형률에 대한 횡변형률의 비인 포아송비는  $0.45f_{ck}$ 에서 측정하였다.

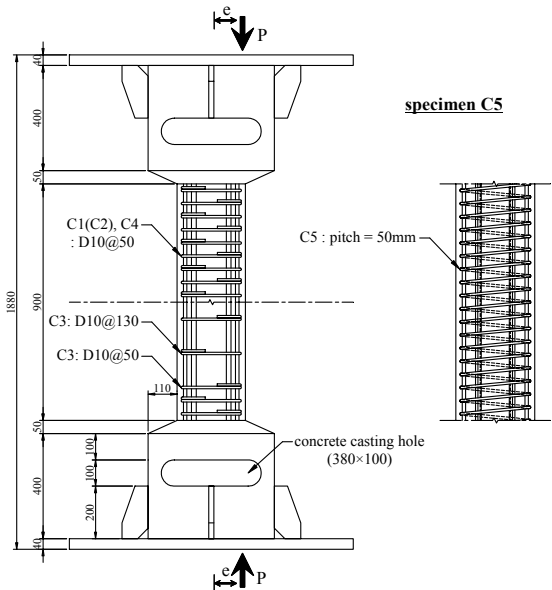
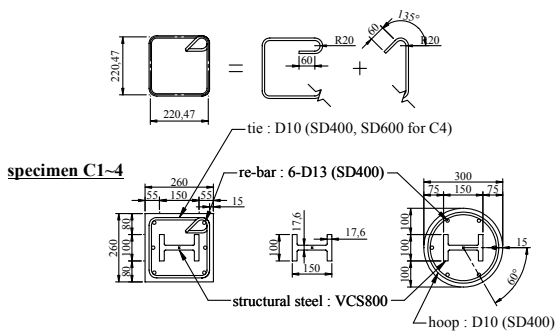


그림 2. 실험체 치수 및 배근상세

표 2. 콘크리트 배합 및 물성

단위재료량(kg/m³) 및 콘크리트 배합	물		165	
	결합재	시멘트	413 (50.0%)	413
고로슬래그		314 (38.0%)	314	
실리카흙		99 (12.0%)	99	
물-결합재비, W/B		20.0%	20.0%	
굳지 않은 콘크리트의 물성	모래 (잔골재율, S/a)	571 (40.9%)	571	
	자갈 (최대골재치수)	835 (13mm)	835	
	고성능 AE감수제	20.65 (2.5%)	20.65	
	슬럼프 플로우	630mm	630mm	
유동성	공기량	5%	5%	
	U-Box	30mm	30mm	
		L-Flow	300mm	1.69sec
			500mm	4.53sec
		O-Lot	6.03sec	6.03sec
V-Funnel	5.19sec	5.19sec		

28일 재령 콘크리트의 최대압축강도  $f_{ck}$ 는 평균 91.3MPa로 목표강도 100MPa에 다소 미치지 못하였다. KBC 0502.2.2.4의 재령에 따른 콘크리트 압축강도증가를 적용하면, 실험시 평균 재령인 43일에서의 최대압축강도는 약 97.7MPa로 계산된다. 최대강도시 변형률  $\epsilon_{co}$ 는 평균 0.0026으로 보통강도콘크리트의 최대강도시 변형률 0.002보다 컸다. 탄성계수  $E_c$ 는 평균 38.1GPa로 현행 설계기준( $E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$ , KBC 0503.4.3.1)에 따른 예측값(39.4GPa)과 거의 일치하였다. 포아송비  $\nu$ 는 평균 0.184로서 잘 알려진 콘크리트의 포아송비 범위(0.15~0.20)안에 포함되었다.

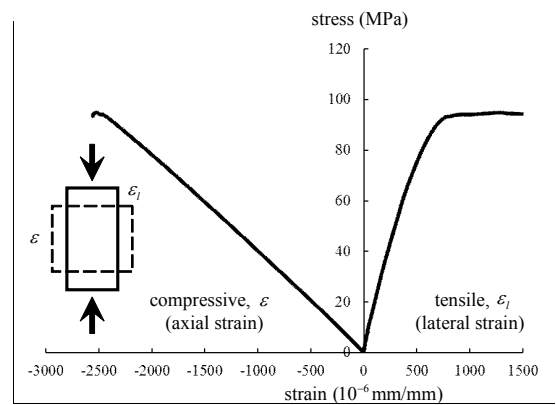


그림 3. 28일 재령 콘크리트의 압축응력-변형률 관계 (공시체1)

표 3. 28일 재령 콘크리트의 재료특성

공시체	최대 압축강도, $f_{ck}$ (MPa)	최대강도시 변형률, $\epsilon_{co}$ ( $10^{-6}$ mm/mm)	탄성계수, $E_c$ (GPa)		포아송비, $\nu$
			측정	계산*	
1	91.9	2521	40.3	39.4	0.223
2	89.3	2763	37.8	39.1	0.107
3	90.3	2807	35.1	39.2	0.134
4	94.2	2663	37.9	39.7	0.222
5	92.4	2610	39.4	39.5	0.185
6	89.5	2524	37.9	39.1	0.107
평균	91.3	2648	38.1	39.4	0.184

\*  $E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$

내부의 H-형강은 두께 17.6mm의 VCS800 강판을 이용하였으며, 용접부에서의 파괴를 방지하기 위하여 모든 강제 접합부에 대하여 개선용접(groove welding)을 실시하였다. KS B 0802 「금속재료 인장시험 방법」에 따라 시험편 3개에 대한 재료인장시험을 수행하였으며, 응력-변형률 관계를 그림 4에 나타내었다. 그림에 나타난 바와 같이 VCS800강은 보통강과 달리 항복점이 뚜렷하지 않아 0.2% 영구변형률법(0.2% offset method)을 통해 항복점을 측정하였으며, 이때 탄성강성은 비례

한계(proportional limit) 내에서의 응력-변형도 곡선의 기울기를 사용하였다. 측정된 강재의 항복강도  $f_{ys}$ , 항복변형률  $\epsilon_{ys}$ , 탄성계수  $E_{ss}$ , 최대인장강도  $f_{us}$ , 항복비 YR을 정리하면 표 4와 같다. 재료시험결과 VCS800강의 탄성계수는 평균 205GPa이었으며, 항복강도는 평균 913MPa, 항복변형률은 평균 0.0045, 최대인장강도는 평균 988MPa, 항복비는 평균 0.92였다.

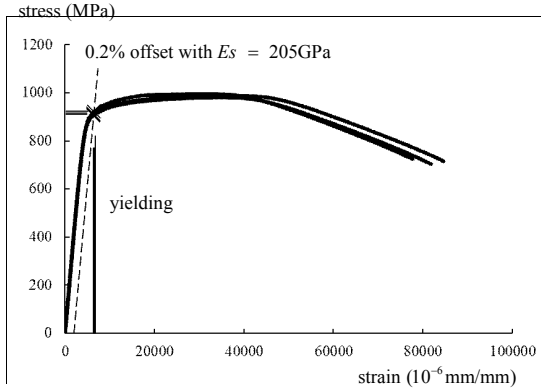


그림 4. 건축구조용 800강(VCS800)의 인장응력-변형률 관계

철근에 대해서도 각 조별 3개의 시료에 대한 인장시험을 수행하였다. 재료시험결과 SD400 D13 철근의 경우 항복강도는 평균 526MPa, 탄성계수는 평균 208GPa이었으며, D10 철근의 경우 항복강도는 평균 561MPa, 탄성계수는 평균 207GPa이었다. 고강도철근인 SD600 D10의 경우 항복강도는 평균 704MPa, 탄성계수는 평균 194GPa이었다(표 4).

표 4. 강재 및 철근의 재료특성

시험편 구분	시료	항복	항복변형률,	탄성	최대인장	항복비,
		강도(1), $f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ ( $10^{-6}$ mm/mm)	계수, $E_s$ (GPa)	강도(2), $f_u$ (MPa)	YR (1)/(2)
구조용 강재 VCS800 (17.6mm)	1	907	4424	207	981	0.92
	2	910	4439	204	987	0.92
	3	921	4493	203	995	0.93
	평균	913	4452	205	988	0.92
주철근 SD400 (D13)	1	532	2414	221	602	0.88
	2	497	2666	186	582	0.85
	3	547	2527	217	635	0.86
	평균	526	2536	208	606	0.87
띠철근 및 나선철근 SD400 (D10)	1	567	2825	201	643	0.88
	2	512	2452	209	550	0.93
	3	603	2842	212	670	0.90
	평균	561	2706	207	621	0.91
고강도 띠철근 SD600 (D10)	1	666	3281	203	763	0.87
	2	701	3928	179	820	0.86
	3	743	3686	202	830	0.89
	평균	704	3631	194	805	0.87

실험체 상하부에는 콘크리트와 강재의 일체성을 확보하고, 하중전달면에서의 국부파괴를 방지하기 위하여 SM490강과 100MPa급 고강도콘크리트, 그리고 스티드를 이용한 CFT 주두부(head)와 주각부(bed)를 설치하였다(그림 5). 실험체 양 끝단에는 40mm SM490 강관을 이용하여 엔드플레이트를 설치하였으며, 내부강재 및 CFT 주두부/주각부와는 개선용접하였다. 접합판은 양단 힌지조건을 유지하면서 실험체에 축력과 모멘트를 전달하는 나이프엣지(knife-edge)와 볼트접합으로 연결하였다. CFT 주두부와 주각부, 그리고 나이프엣지는 강체로 간주될 수 있을 만큼 견고하게 제작되었다.

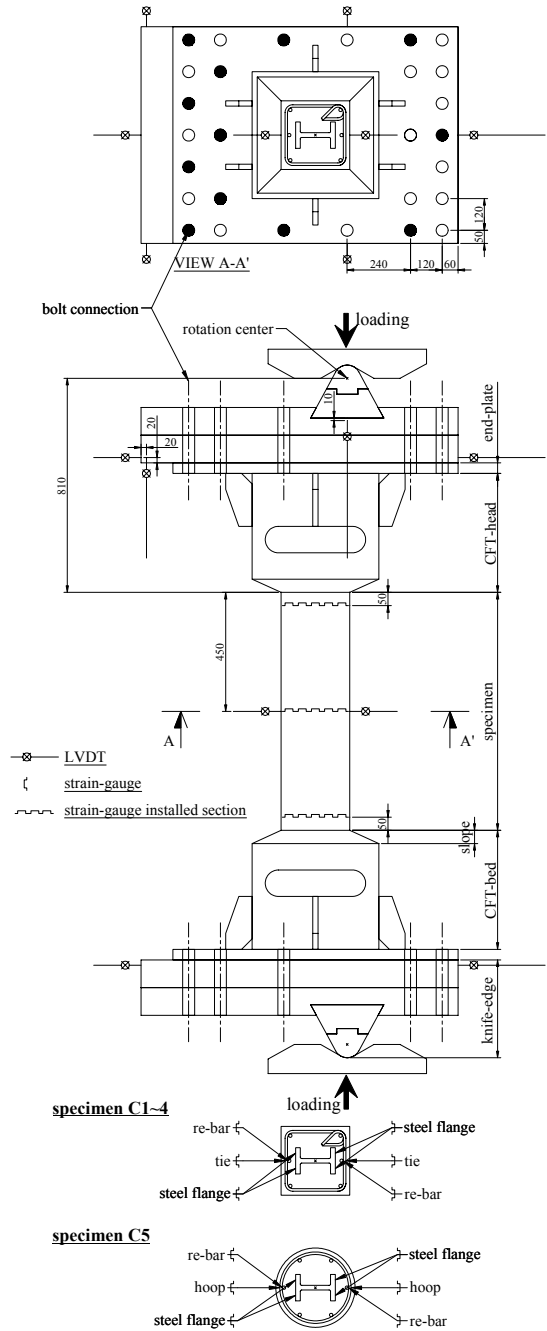


그림 5. 변위 및 변형 측정장치 설치위치

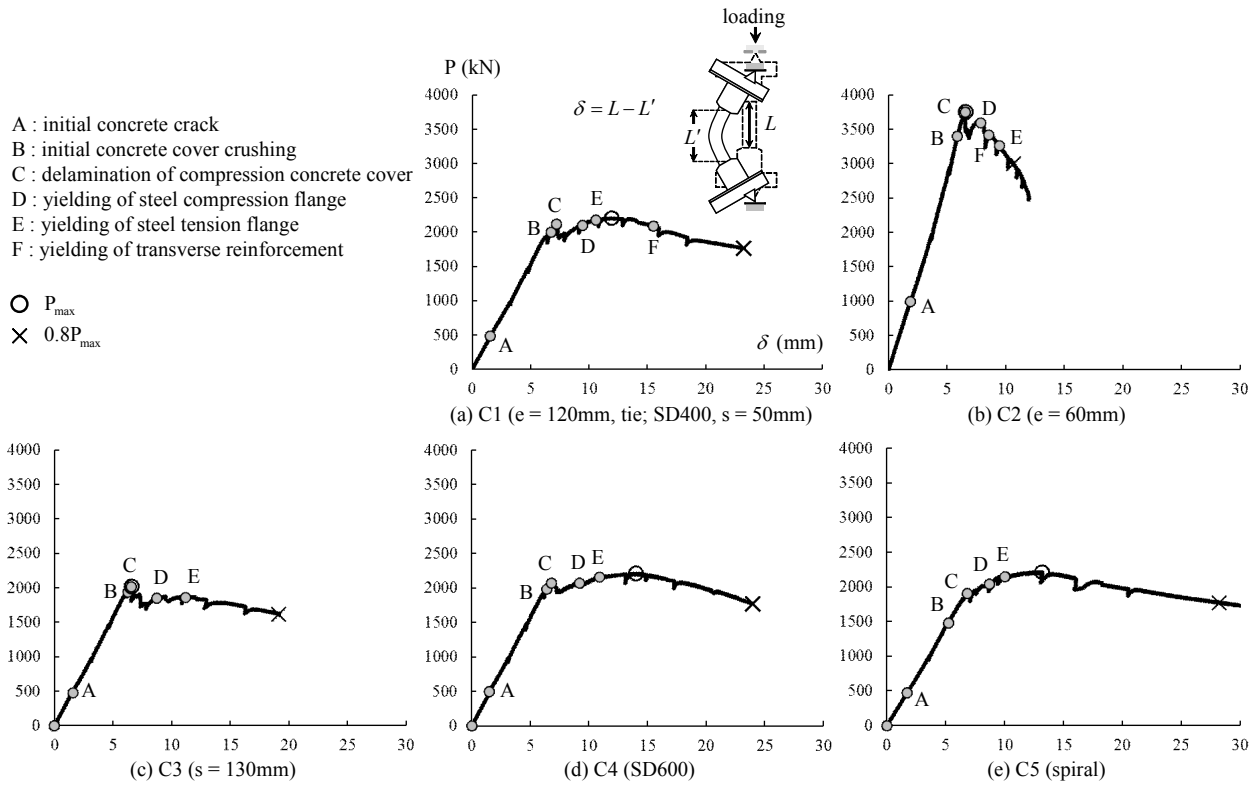


그림 6. 하중-축변위 관계

### 2.3 기력방법 및 측정

기력은 변위제어방식으로 진행되었다. 10000kN급 UTM을 이용하여 0.05mm/sec의 속도로 단조압축기력하였으며, 하중-축변위 관계에서 기둥의 내력이 최대강도의 80%로 떨어질 때 까지 실험을 수행하였다.

실험이 진행되는 동안 실험체의 축변위, 횡변형, 비틀림 등을 측정하기 위하여 접촉식 변위측정 센서인 LVDT 10개를 실험체 주위에 설치하였으며, 파괴가 예상되는 위험단면에서의 변형률을 측정하기 위하여 5mm 일축 스트레인게이지 24개를 각 실험체마다 매립하였다. 축력은 UTM 내의 압력변환기 (pressure transducer)에 의하여 직접 측정되었다. LVDT 및 스트레인게이지의 설치위치는 그림 5와 같다.

### 3. 실험결과 및 분석

#### 3.1 하중-축변위 관계 (파괴형상, 최대하중, 연성도)

각 실험체의 하중-축변위 관계를 그림 6에 나타내었다. 축변위는 양단간 수직길이의 변화를 나타낸 것이며, 스트레인게이지로부터 측정된 변형률 또는 육안으로 관측된 사항을 기반으로 주요 파괴모드의 변화를 각 곡선에 함께 나타내었다.

대부분의 실험체는 기둥 길이에 걸쳐 인장축면에 미세한 균열이 발생한 후(A점) 압축축면 일부에 압괴가 발생하기 시작하고(B점), 그 직후 급작스런 콘크리트피복 탈락으로 내력의 증가가 둔화되었다(C점). 이후 강재의 항복(압축축 플랜지 D점, 인장축 플랜지 E점)을 거쳐 최대하중(○ 표시)에 다다른 후, 기둥의 파괴시점으로 판단할 수 있는 최대강도의 80% 지점(× 표시)까지 변형을 지속하였다. C1 실험체는 최대하중과 파괴시점 사이에서 횡구속철근의 항복(F점)을 관측할 수 있었고, C2의 경우에도 압축면 강재플랜지 항복이후 횡철근의 항복을 관측할 수 있었다. C3의 경우에는 횡철근의 배근간격이 넓어 측정된 변형률상으로는 횡철근의 항복을 판단할 수 없었으며, C4와 C5의 횡철근은 항복하지 않았다. 또한 모든 실험체의 파괴면에서 압축축 주철근의 좌굴과 부분구속 콘크리트의 압괴가 나타났다(그림 7).

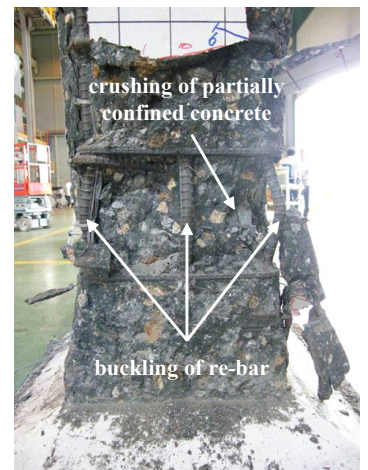


그림 7. 파괴형상 (C3)

각 실험체의 주요성능을 정리하면 표 5와 같다. 여

기서 비례한계는 압축축 피복콘크리트가 급격히 탈락하는 C점으로 가정하였으며, 기둥의 탄성강성( $EA/L$ )은 원점과 비례한계의 3/4지점을 이은 직선의 기울기로 산정하였다. 표에서 확인할 수 있듯이, 편심거리 60mm의 C2(비례한계강도 3752kN)를 제외한 나머지 실험체의 비례한계강도 범위는 1908~2120kN으로 횡철근에 따른 압축강도의 차이가 크지 않았다. 최대강도는 C1, C4, C5의 경우 비례한계강도보다 약간 상승한 약 2200kN이었으며, 압축력이 큰 C2와 횡구속력이 작은 C3의 경우 비례한계 이후 강도저하로 인하여 최대강도가 비례한계강도로 결정되었다. 비례한계변위  $\delta_e$ 에 대한 파괴변위  $\delta_u$ 의 비인 연성도  $\mu(= \delta_u/\delta_e)$ 는 C1, C3, C4, C5가 각각 3.22, 2.92, 3.51, 4.13으로서 횡철근에 따른 연성도의 차이가 비교적 컸다. 편심거리가 작아서 압축력의 영향이 큰 C2는 상대적으로 파괴변위가 작고( $\delta_u = 10.65$  mm),  $\mu = 1.62$ 의 낮은 연성도를 보였다. 표에서 C5의 탄성강성(285kN/m)이 동일한 편심거리의 C1, C3, C4보다 작은 이유는, 편심거리  $e$ 는 동일하나 편심을  $e/D$ 가 작고, 동일 단면적 대비 원형단면의 휨강성이 작기 때문이다. 각 실험체의 파괴면은 기둥 상하부 1/3 지점 또는 중앙부 근처에서 발생하였다(그림 8).

표 5. 각 실험체의 주요성능

실험체	비례한계			최대압축강도		파괴시 축변위, $\delta_u$ (mm)	연성도, $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_e}$	파괴면 위치*
	압축강도 (kN)	축변위, $\delta_e$ (mm)	탄성강성 (kN/m)	압축강도 (kN)	축변위 (mm)			
C1	2120	7.24	308	2203	11.93	23.29	3.22	0.29
C2	3752	6.57	559	3752	6.57	10.65	1.62	0.66
C3	2020	6.56	310	2020	6.56	19.15	2.92	0.28
C4	2071	6.82	313	2211	14.01	23.95	3.51	0.41
C5	1908	6.83	285	2213	13.18	28.22	4.13	0.46

\* 파괴면 위치 = 기둥 하단부로부터 파괴면까지의 높이 / 기둥의 순 길이

### 3.2 기둥 중앙부에서의 축력-변형률 관계와 모멘트-곡률 관계

축력과 모멘트를 동시에 받는 실험체의 축강성과 휨강성의 변화를 알아보기 위하여  $P-\Delta$  효과에 의하여 가장 큰 휨모멘트가 발생하는 기둥 중앙부에서의 축력-변형률 관계와 모멘트-곡률 관계를 그림 9(굵은 실선)에 나타내었다(그림 9에서 굵은 점선과 가는 실선은 단면해석결과를 나타낸 것이며, 4장에서 언급된다). 단면의 평면유지와 선형의 변형률분포를 가정하였으며, 기둥 중앙부 양쪽 강제플랜지에 2개씩 설치한 스트레인게이지 4개로부터 측정된 변형률을 이용하여 기둥 중앙부에서의 최압축축 변형률  $\epsilon_c$  및 곡률  $\phi_m$ 을 계산하였다. 단면의 휨모멘트는 축력과 편심거리의 곱으로 산정하였으며, 이때 기둥 중앙부 편심거리는 초기편심거리  $e$ 와 기둥 중앙부 횡변형  $\Delta_m$ 의 합으로 계산하였다. 즉  $M_m = P(e + \Delta_m)$ 이다.  $\Delta_m$ 은 기둥 중앙부 압축면과 인장면에 설치한 LVDT 2개에서 측정된 변위를 평균하였다. 측정된  $\epsilon_c - \phi_m$  관계를 그림 9에 나타내었으며, 곡률  $\phi_m$ 은 최압축축 변형률  $\epsilon_c$ 에 비례하여 증가하였다.

그림에 나타나 있듯이, 기둥 중앙부 단면의 축력-변형률 관계( $P-\epsilon_c$ )는 기둥의 하중-축변위 관계와 유사하였으며, 모멘트-곡률 관계( $M_m - \phi_m$ )에서는 휨모멘트에 대한 저항능력이 비례한계 이후에도 최대강도까지 비교적 크게 상승하였다. 각 실험체 중앙부 단면의 주요성능을 정리하면 표 6과 같다. 여기서 단면의 탄성축강성( $EA$ )과 탄성휨강성( $EI$ )은 각 그림에서 원점과 비례한계의 3/4지점을 이은 직선의 기울기로 산정하였다. C2를 제외한 나머지 실험체의 경우, 비례한계점에서 단면의 최압축축 변형률은  $2812 \sim 3382 \times 10^{-6}$  m/m, 곡률은  $0.021 \sim 0.028$ /m, 탄성축강성은  $695005 \sim 781740$  kN, 탄성휨강성은  $11605 \sim 12538$  kN·m<sup>2</sup>의 범위에 있었다. C2의 경우 비례한계점에서 단면의 최압축축 변형률은  $2114 \times 10^{-6}$  m/m, 곡률은  $0.017$ /m, 탄성축강성은  $1979035$  kN, 탄성휨강성은  $18190$  kN·m<sup>2</sup>이었다.

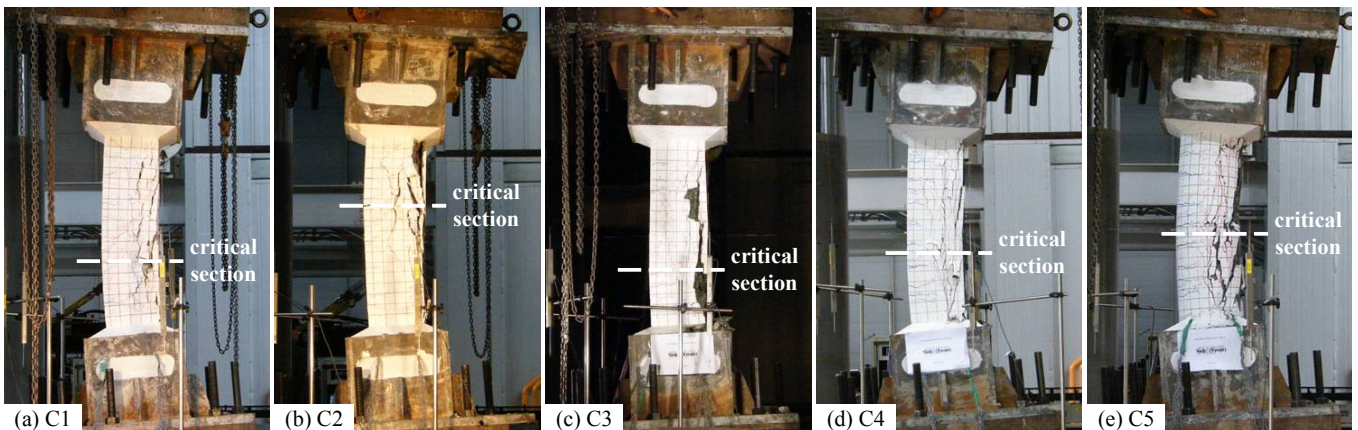


그림 8. 실험 후 실험체 사진

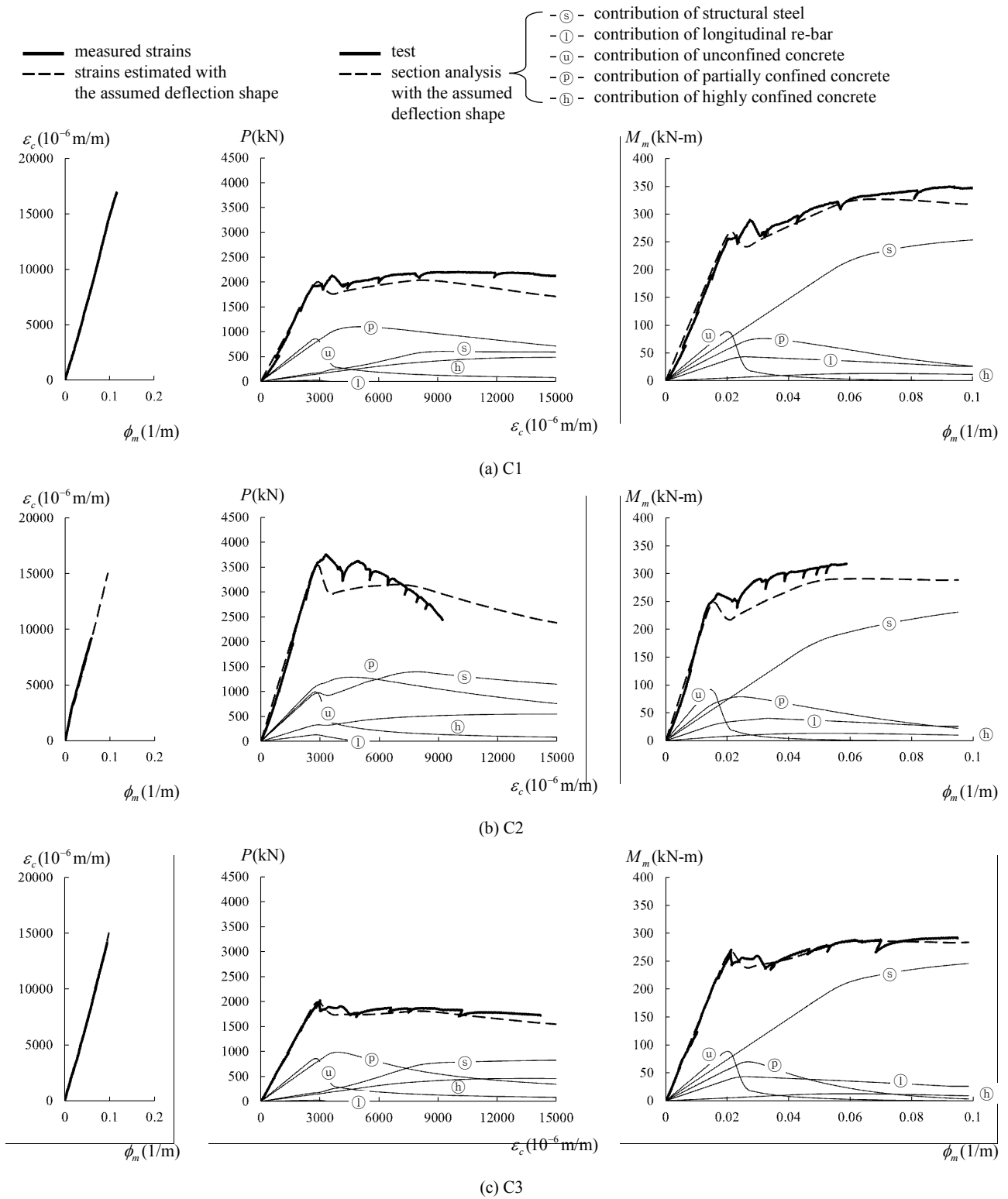


그림 9. 기둥 중앙부에서의 최압축축 변형률-곡률 관계, 축력-변형률 관계, 모멘트-곡률 관계 (계속)



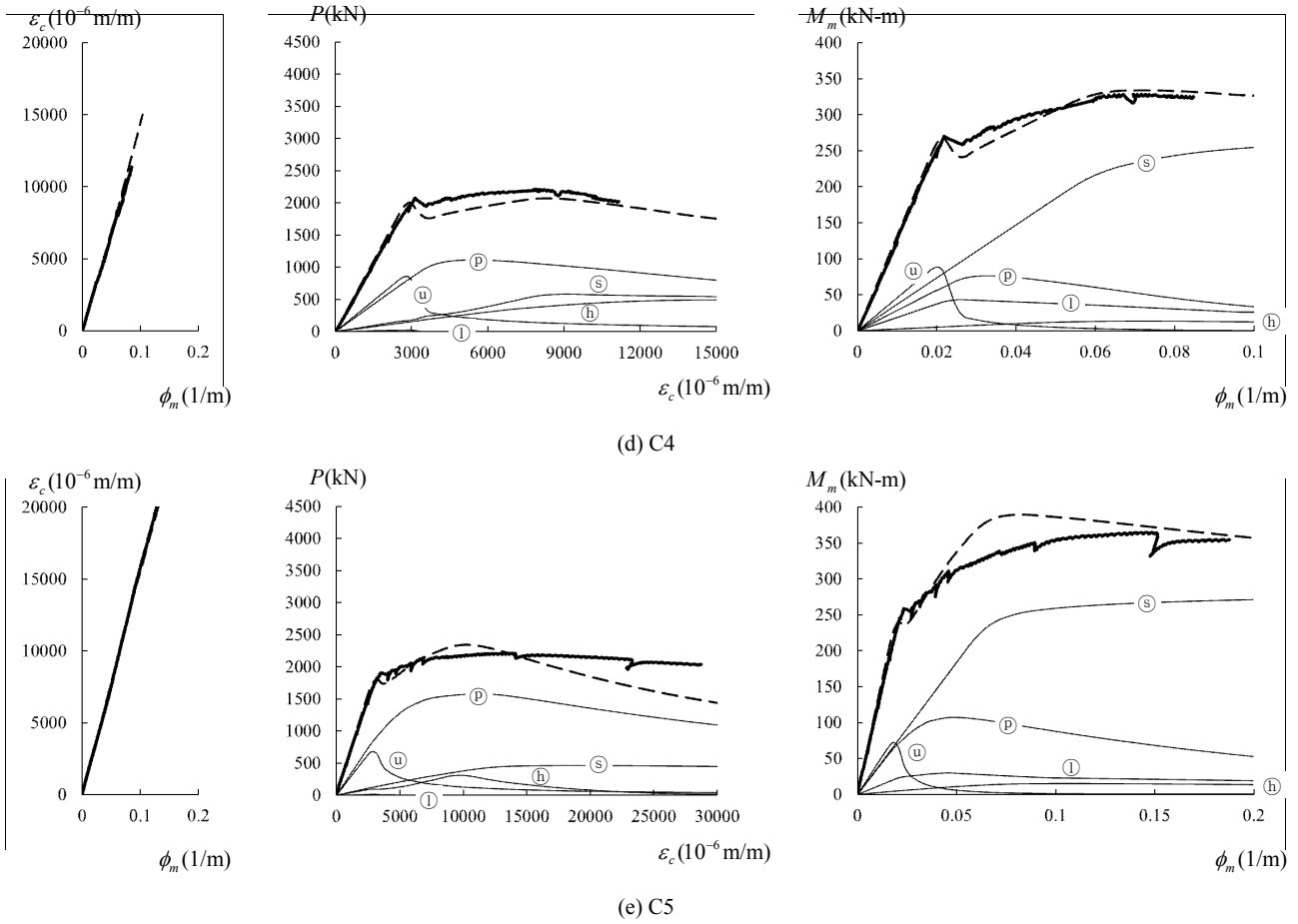


그림 9. 기둥 중앙부에서의 최압축축 변형률-곡률 관계, 축력-변형률 관계, 모멘트-곡률 관계

표 6. 각 실험체 중앙부 단면의 주요성능

실험체	비례한계						최대강도	
	축력 (kN)	축변형률 ( $10^{-6}$ m/m)	축강성 (kN)	모멘트 (kN-m)	곡률 (1/m)	휨강성 ( $\text{kN-m}^2$ )	최대 축력 (kN)	최대 축력시 모멘트 (kN-m)
C1	2120	3382	781740	288	0.028	12538	2203	350
C2	3752	2114	1979035	264	0.017	18190	3752	318
C3	2020	2891	736134	270	0.021	13333	2020	292
C4	2071	3095	695005	270	0.024	11605	2211	329
C5	1908	2812	730460	259	0.023	11938	2213	365

#### 4. 해석연구

실험결과를 검증하고 변수에 따른 합성기둥의 거동특성을 파악하기 위하여 MATLAB (2010) 프로그램을 이용하여 각 재료의 일축 응력-변형률 관계와 힘의 평형 및 변형 적합조건에 기초한 충분한 단면해석(fiber analysis) 프로그램을 구축한 후 해석연구를 실시하였다.

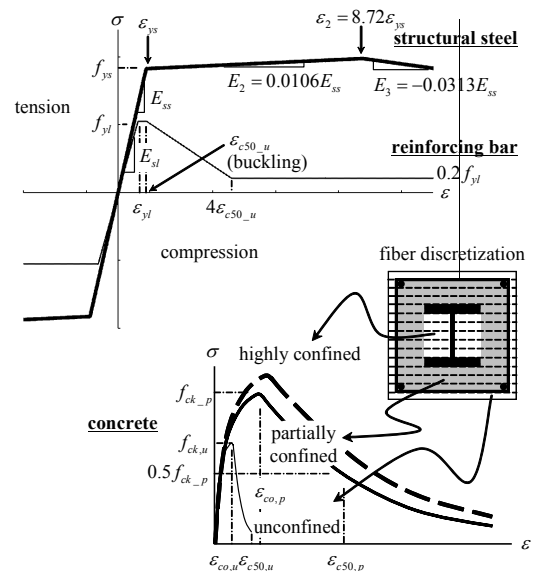


그림 10. 해석연구를 위한 재료 및 단면 모델

그림 10은 해석에 사용된 재료 및 단면모델을 나타낸 것이다. 횡구속력에 따른 콘크리트의 응력-변형률 관계는 고강도콘크리

트에 적용가능한 Cusson and Paultre (1995)의 모델을 이용하였으며, 인장강도는 무시하였다. 강재 플랜지에 의한 심부 콘크리트의 추가 구속력도 함께 고려하였으며 (El-Tawil and Deierlein, 1996), 이에 따라 콘크리트는 고구속콘크리트(highly-confined concrete), 부분구속콘크리트(partially-confined concrete), 비구속콘크리트(unconfined concrete)의 세 영역으로 나누어 모델링하였다(Mirza and Skrabek, 1992). 강재는 잔류응력을 무시하였으며, 재료실험을 통해 얻어진 응력-변형률 관계를 3선형(trilinear)으로 이상화하였다. 플랜지의 판-폭 두께비( $b_f/t_f = 2.34$ )가 작고 구속콘크리트가 둘러싸고 있으므로 강재의 국부좌굴은 고려하지 않았다. 철근은 탄성-완전소성(elastic-perfectly plastic)의 관계로 모델링하였으며, 피복콘크리트가 완전박탈된 직후( $\epsilon_{sl} = \epsilon_{c50,u}$ ) 좌굴을 시작하여 내력을 상실하는 것으로 모델링하였다(Chen and Lin, 2006). 해석에 사용된 주요 재료상수를 정리하면 표 7과 같다.

표 7. 해석에 사용된 주요 재료상수

구분	재료상수																																			
고강도* 콘크리트	$f_{ck,u} = 97.7\text{MPa}$ , $\epsilon_{co,u} = 2648$ , $\epsilon_{c50,u} = 3000$ (= 극한압축변형률, $\epsilon_{cu,u}$ ) $E_{c,u} = 39.4\text{GPa}$ (실험시 평균재령 43일)																																			
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>실험체</th> <th><math>f_{ck,p}</math></th> <th><math>\epsilon_{co,p}</math></th> <th><math>\epsilon_{c50,p}</math></th> <th><math>f_{ck,h}</math></th> <th><math>\epsilon_{co,h}</math></th> <th><math>\epsilon_{c50,h}</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>C1,2</td> <td>105.4</td> <td>2911</td> <td>8306</td> <td>110.2</td> <td>3259</td> <td>12693</td> </tr> <tr> <td>C3</td> <td>100.6</td> <td>2697</td> <td>5061</td> <td>106.7</td> <td>2997</td> <td>9448</td> </tr> <tr> <td>C4</td> <td>105.0</td> <td>2891</td> <td>9404</td> <td>110.0</td> <td>3236</td> <td>15278</td> </tr> <tr> <td>C5</td> <td>119.6</td> <td>4241</td> <td>18125</td> <td>123.0</td> <td>4684</td> <td>21331</td> </tr> </tbody> </table>	실험체	$f_{ck,p}$	$\epsilon_{co,p}$	$\epsilon_{c50,p}$	$f_{ck,h}$	$\epsilon_{co,h}$	$\epsilon_{c50,h}$	C1,2	105.4	2911	8306	110.2	3259	12693	C3	100.6	2697	5061	106.7	2997	9448	C4	105.0	2891	9404	110.0	3236	15278	C5	119.6	4241	18125	123.0	4684	21331
	실험체	$f_{ck,p}$	$\epsilon_{co,p}$	$\epsilon_{c50,p}$	$f_{ck,h}$	$\epsilon_{co,h}$	$\epsilon_{c50,h}$																													
	C1,2	105.4	2911	8306	110.2	3259	12693																													
	C3	100.6	2697	5061	106.7	2997	9448																													
	C4	105.0	2891	9404	110.0	3236	15278																													
C5	119.6	4241	18125	123.0	4684	21331																														
고강도 강재	$f_{ys} = 913\text{MPa}$ , $E_{ss} = 205\text{GPa}$ , $\epsilon_{ys} = f_{ys}/E_{ss}$ , $E_2 = 0.0106E_s$ , $\epsilon_2 = 8.72\epsilon_{ys}$ , $E_3 = -0.0313E_{ss}$																																			
주철근 (D13 SD400)	$f_{yt} = 526\text{MPa}$ , $E_{st} = 208\text{GPa}$ , $\epsilon_{yt} = f_{yt}/E_{st}$ , 국부좌굴 변형률 $\epsilon_{c50,u}$ , 좌굴후 잔류강도 $0.2f_{yt}$ ( $4\epsilon_{c50,u}$ 이후)																																			
횡철근	D10 SD400 : $f_{yt} = 561\text{MPa}$ , $E_{st} = 207\text{GPa}$ , D10 SD600 : $f_{yt} = 704\text{MPa}$ , $E_{st} = 194\text{GPa}$ , $\epsilon_{yt} = f_{yt}/E_{st}$																																			

\*  $\epsilon_{co}$  = 최대강도시 변형률,  $\epsilon_{c50}$  = 최대강도의 50% 내력 저하시 변형률, 아래첨자  $u$  = 비구속(피복),  $p$  = 부분구속,  $h$  = 고구속 콘크리트, 응력 단위는 MPa, 변형률 단위는  $10^{-6}\text{m/m}$

콘크리트의 압축강도는 재령효과를 적용한 값을 사용하였으며, 비구속콘크리트의 극한압축변형률은  $\epsilon_{cu,u} = 0.003$ 을 사용하였다. 단면해석은 다음의 가정에 근거하여 수행하였다.

- ① 단면은 변형 후에도 평면을 유지한다.
- ② 단면의 변형은 중립축으로부터의 거리에 선형비례한다.
- ③ 강재 또는 철근의 슬립은 무시한다 (변형률 적합조건 가정).

표 7에서 SD600을 사용한 C4의 콘크리트 구속강도( $f_{ck,p}$ ,  $f_{ck,h}$ )가 SD400을 사용한 C1(C2)보다 낮은 이유는, Cusson and Paultre (1995)의 모델에 따라 두 경우 모두 콘크리트의 최대강도 발현시점에서 횡철근이 항복하지 않았고, 재료실험에 의한 SD600의 탄성강성이 SD400보다 작았기 때문이다. C5의 콘크리트 구속강도가 횡철근 체적비 차이가 그리 크지 않은 C1, C2, C4에 비해 크게 증가하는 이유는 띠철근보다 나선철근에 의한 코어콘크리트의 유효구속면적이 훨씬 크기 때문이다.

#### 4.1 기둥 중앙부에서의 축력-변형률 관계와 모멘트-곡률 관계

본 연구에서 사용된 합성기둥의 세장비는 약  $KL/r = 14$ 로서 비교적 세장하지 않은 단주에 속하지만, 하중증가에 따른 기둥 중앙부 횡변형  $\Delta_m$ 이 초기편심거리  $e$ 에 비하여 상당히 크게 발생하였으므로,  $P-\Delta$  효과를 고려한 해석을 통해 기둥 중앙부에서의 축력-변형률 관계와 모멘트-곡률 관계를 검토해 보았다.

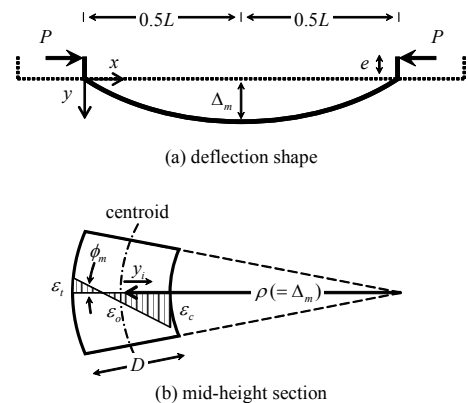


그림 11. 기둥해석을 위한 변형형상

$P-\Delta$  효과가 고려된 단면의 변형률분포는 두 가지 방법으로 구할 수 있다. 첫 번째는 기둥 중앙부에서 측정된 최압축 변형률  $\epsilon_c$ 와 곡률  $\phi_m$  (그림 9의  $\epsilon_c - \phi_m$ )을 이용하여 단면의 변형률분포를 구하는 방법이다. 두 번째는 그림 11과 같이 좌굴이 발생하기 전까지 기둥의 횡변형 형상이 sine 곡선 ( $y = \Delta_m \sin(\pi x/L)$ )을 유지한다고 가정한 후 (Lin and Itaya 1957)  $y'' = \phi$ 임을 이용하면, 기둥 중앙부( $x = L/2$ ) 곡률  $\phi_m$ 과 횡변형  $\Delta_m$ 은  $\phi_m = \Delta_m (\pi/L)^2$ 의 관계가 성립되므로, 최압축 변형률  $\epsilon_c$ 의 증가에 따라  $M_m = P(e + \Delta_m)$ 의 조건을 만족하는  $\phi_m$ 을 수치적으로 계산하는 방법이다. 본 연구에서는 두 번째 방법을 이용하여 기둥 중앙부에서의 변형률분포를 계산하였으며, 각 재료의 응력-변형률 관계를 사용하여 단면의 축력  $P$ 와 휨모멘트  $M_m$ 을 계산하였다.

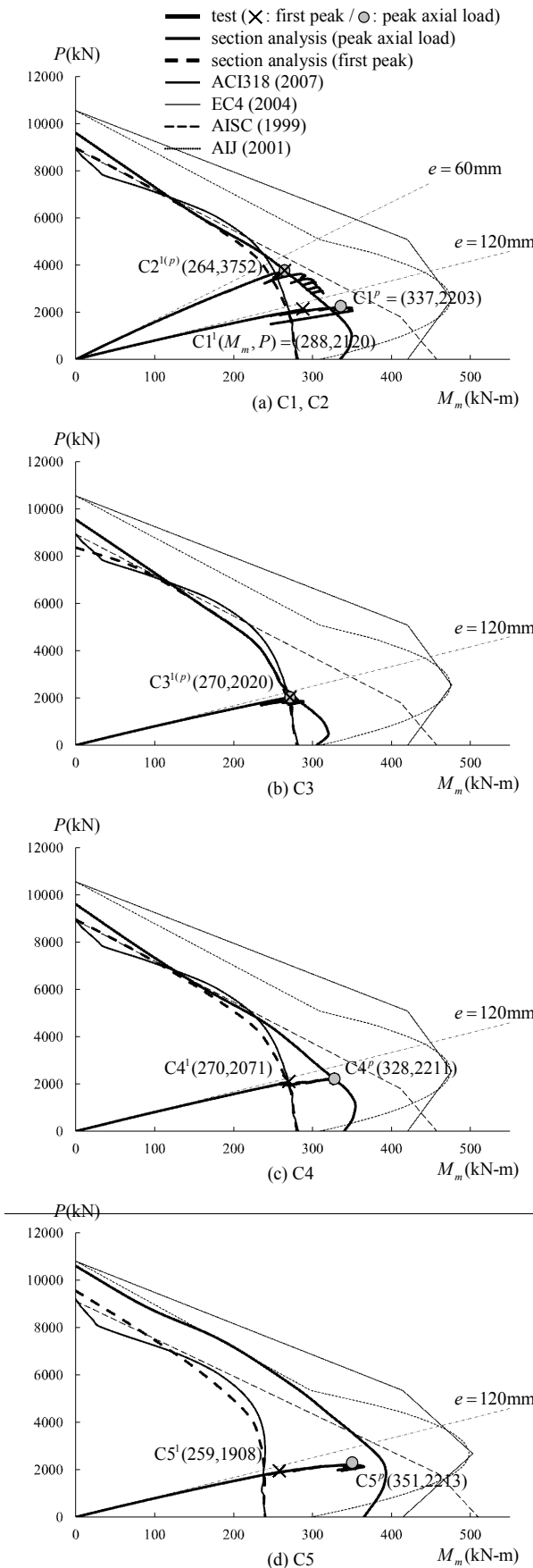


그림 12. 합성단면의 모멘트-축력 상관곡선

해석을 통해 구한 기둥 중앙부 변형률-곡률 관계, 축력-변형률 관계, 모멘트-곡률 관계를 실험결과와 함께 그림 9(굵은 점선)에 나타내었다. 거동특성을 분석하기 위하여 축력-변형률 관계와 모멘트-곡률 관계는 단면의 구성요소인 강재, 주철근, 비구속(피복)콘크리트, 부분구속콘크리트, 고구속콘크리트의 기여도를 분리하여 각각 (s), (l), (u), (p), (h)로 나타내었다. 그림에서 확인할 수 있듯이, 단면해석결과는 실험결과와 비교적 잘 일치하였다. 단면의 비례한계는 피복콘크리트의 파괴에 의하여 결정되었으며, 비례한계 후 축강도에는 구속콘크리트, 휨모멘트강도에는 강재의 기여도가 컸다. 횡철근이 구속콘크리트의 연성도를 증가시켜 비례한계 후에도 단면은 압축강도를 유지할 수 있었으며, 강재의 휨항복을 통해 단면의 모멘트성능은 증가하였다.

#### 4.2 단면의 축력-모멘트관계

고강도강재 및 고강도콘크리트가 적용된 합성단면의 강도에 대하여 현행 설계기준의 적용성을 판단해 보기 위해, 축력-모멘트 상관곡선상에서 실험결과와 설계기준(ACI318, EC4, AISC (1999), AIJ (2001)), 그리고 단면해석결과를 비교하였다(그림 12). 실험결과는 측정된 축력  $P$ 와 앞서 3장에서  $P-\Delta$  효과를 고려하여 계산된 기둥 중앙부 휨모멘트  $M_m$ 의 관계를 나타낸 것이며, 비례한계 시점( $\times$  표시)과 최대압축강도가 발생하는 시점( $\circ$  표시)을 표시하였다. 단면해석은 초기편심거리  $e$ 의 변화에 따른 단면의 성능점을 연결한 것으로, 두 가지 기준을 근거로 단면의 성능을 계산하였다. 첫 번째는 ACI318의 방법과 의미가 같은 최압축 콘크리트가 파괴하는 시점( $\epsilon_c = \epsilon_{c50,u}$ , 비례한계)을 기준으로 하였으며(그림 12의 굵은 점선), 두 번째는 단면의 최대압축강도가 발생하는 시점을 기준으로 하였다(그림 12의 굵은 실선). 설계기준 간 직접 비교를 위하여 하중계수, 강도저감계수, 재료에 대한 안전계수, 그리고 기타 기준별 상이한 계산법(콘크리트 탄성계수, 휨강성 산정식 등) 등은 고려하지 않았으며, ACI318의 경우 등가응력블록의 유효깊이  $a(= \beta_1 c)$ 는  $\beta_1 = 0.65(f_{ck} \geq 55\text{MPa}, 10.2.7)$ 를 사용하여 계산하였다. 참고로 최근 개정된 ANSI/AISC 360-05 (AISC 2005)와 KBC 2009 강구조법에서 제안한 합성단면의 강도산정방법 2가지(소성응력분포법, 변형률적합법)는 근본적으로 각각 EC4와 ACI318의 방법과 동일하므로, 본 연구에서는 비교를 위하여 AISC 1999의 방법을 적용하였다.

비교된 설계기준들 중 EC4와 AIJ는 최대압축강도가 발생하는 시점( $\circ$  표시)과 비교하여 초기편심거리( $e$ ) 선상에서 합성단면의 성능을 약 159~187% 정도로 과대평가하였는데, 이

는 변형적합을 직접 계산하지 않고 가정하거나(EC4), 단순히 강재와 콘크리트의 최대강도를 중첩(AIJ)하였기 때문이다. AISC 1999의 방법은 2선형으로 단순화하기 때문에 일반적으로 합성단면의 성능을 정확히 평가할 수 없지만 주어진 편심을 영역에서는 본 실험결과와 비교적 일치하는 결과를 보였다. ACI318의 방법은 등가응력블록을 사용하고 있음에도 불구하고 최압축측 콘크리트가 파괴하는 비례한계 시점( $\times$  표시)을 비교적 잘 예측하였다. 하지만 최대압축강도가 발생하는 시점( $\circ$  표시)과 비교하면, 축력이 낮고 횡구속이 잘 된 C1, C4, C5의 성능을 크게 과소평가하였다. 이는 ACI318이 변형률적합을 이용한 단면해석에 근간을 두고는 있지만, 콘크리트의 극한 압축변형률을  $\epsilon_{cu} = 0.003$ 으로 가정하고 있어, 잘 구축된 고강도콘크리트의 휨기여도를 과소평가하기 때문이다.

단면해석결과는 비교적 실험결과와 잘 일치하는 결과를 보였다. 그림에서 확인할 수 있듯이, 축력수준이 낮고 휨모멘트의 영향이 큰 영역에서는 횡구속력이 증가할수록 비례한계 기준의 상관곡선(굵은 점선)이 최대강도 기준의 상관곡선(굵은 실선)에 비하여 단면의 성능을 크게 과소평가하였다. 특히 횡구속이 잘 된 C5의 경우 최대강도 기준의 상관곡선은 비례한계 기준의 상관곡선보다 크게 증가하였다. 이러한 결과는 고강도강재와 횡철근을 사용한 합성단면의 구조성능을 정확히 파악하기 위해서는 횡구속효과를 고려한 콘크리트의 응력-변형률 관계와 변형률적합조건을 사용하여야 한다는 것을 가리킨다.

## 5. 결론

고강도강재 및 고강도콘크리트를 적용한 매입형 합성기둥의 편심압축시 거동특성을 연구하기 위하여, 항복강도  $f_{ys} = 913\text{MPa}$  강재와 압축강도  $f_{ck} = 97.7\text{MPa}$  콘크리트를 사용하여 실험연구를 실시하였다. 주요변수는 횡철근의 종류, 강도, 배근간격, 그리고 편심거리이다. 거동특성을 분석하기 위하여 단면해석을 실시하였으며, 현행 설계기준들의 적용성을 판단하기 위해 실험결과와 비교하였다. 이 실험체들에 대한 실험 및 해석 결과로부터 얻은 주요 결론은 다음과 같다.

- (1)  $f_y = 913\text{MPa}$ 의 고강도강재는 뚜렷한 항복점 없이 변형률 증가에 따라 지속적으로 강도가 증가하였으며,  $f_{ck} = 97.7\text{MPa}$ 의 고강도콘크리트는 최대강도 이후 취성적으로 파괴되었다.
- (2) 단면의 비례한계는 피복콘크리트의 파괴에 의하여 결정되었으며, 축강도에는 부분구속콘크리트의 강도유지 여부가, 휨거동에는 강재의 소성강도 발현여부가 가장 큰

영향을 미쳤다.

- (3) 압괴로 인한 피복콘크리트의 급격한 내력상실이 발생하 는 비례한계시까지 고강도강재는 항복하지 않았다.
- (4) 합성특수모멘트골조의 상세수준으로 잘 보강된 횡철근 은 구속콘크리트의 연성도를 증가시켜 비례한계 후에도 단면은 압축강도를 유지할 수 있었으며, 강재의 휨항복 을 통해 단면의 모멘트성능은 증가하였다.
- (5) 축력-모멘트 상관곡선에서 EC4와 AIJ는 고강도강재 및 고강도콘크리트를 적용한 매입형 합성단면의 성능을 과 대평가하였으며, ACI318은 과소평가하였다. 이에 따라 비안전측 설계를 유도하는 EC4 및 AIJ를 준용할 경우 유의할 필요가 있다.
- (6) 고강도강재와 고강도콘크리트를 적용한 합성단면의 정 확한 성능파악을 위해서는 횡구속효과를 고려한 콘크리 트의 응력-변형률 관계와 변형률적합조건을 사용하여야 한다.
- (7) 고강도강재의 항복강도 발휘를 위해서는 구속콘크리트 의 조기파괴를 방지하기 위하여 합성특수모멘트골조의 상세수준으로 조밀하게 횡구속철근을 배치하거나, 강재 의 변형률을 증가시키도록 강재를 단면의 외부로 배치 하는 합성단면이 유리할 것으로 판단된다.

## 감사의 글

본 연구는 국토해양부가 주관하고 한국건설교통기술평가원 이 시행하는 2009년도 첨단도시개발사업의 지원사업으로 이 루어진 것이며, 포항산업과학연구원 강구조연구소의 도움에 감 사를 드립니다.

## 참고 문헌

- 대한건축학회(2010) 건축구조기준 2009 (KBC).
- American Concrete Institute (ACI) (2007) *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-08) and Commentary*, ACI Committee 318, Farmington Hills, Mich.
- American Institute of Steel Construction (AISC) (1999) *Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings*, Chicago.
- American Institute of Steel Construction (AISC) (2005) *Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360-05, Chicago, III.
- Architectural Institute of Japan (AIJ) (2001) *Standard for Structural Calculation of Steel Reinforced*

- Concrete Structures*, 5th Ed. (in Japanese)
- Bergmann, R., Puthli, R., and Fleischer, O. (2000) Behavior of Composite Columns Using High Strength Steel Sections, *Proc. of the Fourth International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete*, Composite Construction in Steel and Concrete IV, pp.528-538.
- Chen, C.C. and Lin, N.J. (2006) Analytical model for predicting axial capacity and behavior of concrete encased steel composite stub columns, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, pp. 424~433.
- Cusson, D. and Paultre, P. (1995) Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 3, pp.468-477.
- El-Tawil, S. and Deierlein, G.G. (1996) Fiber Analysis of Composite Beam-column Cross Sections, *Struct. Engrg. Rep., School of Civ. and Envir. Engrg.*, Cornell University, Ithaca, N.Y.
- European Committee for Standardization(CEN) (2004) *Design of Composite Steel and Concrete Structures - part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*, BS EN 1994-1-1:2004, CEN, Brussels, Belgium.
- Kato, B. (1996) Column Curves of Steel-concrete Composite Members, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 39, No. 2, pp.121-135.
- Lin, T.Y. and Itaya, R. (1957) A Prestressed Concrete Column Under Eccentric Loading, *PCI Journal*, Vol. 2, No. 3, pp.5-17.
- Mirza, S.A. and Skrabek, B.W. (1992) Statistical Analysis of Slender Composite Beam-column Strength, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 5, pp.1312-1332.
- Nakano, Y., Fujisawa, K., Nanba, T., Sakai, J., and Minami, K. (2006) Experimental Study on Elastic-plastic Behavior of SRC Columns with High Strength Steel, *The Memoirs of the Faculty of Engineering*, Fukuyama University, Vol. 30, pp. 125-136. (in Japanese)
- Oh, M.H., Ju, Y.K., Kim, M.H., and Kim, S.D. (2006) Structural Performance of Steel-Concrete Composite Column Subjected to Axial and Flexural Loading, *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, Vol. 5, No. 1, pp.153-160.
- Ricles, J.M. and Paboojian, S.D. (1994) Seismic Performance of Steel-encased Composite Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 8, pp.2474-2494.
- The MathWorks, Inc (2010) MATLAB® Getting Started Guide, ver.7.10(R2010a) (www.mathworks.com).
- (접수일자 : 2010. 8. 13/ 심사일 2010. 8. 21/  
게재확정일 2010. 10. 6)