

# Steel-Concrete Column의 구조성능에 관한 실험 연구

## An Experimental Study on the Structural Capacities of Steel-Concrete Column

김 성 재<sup>1)</sup> · 박 순 전<sup>2)</sup> · 정 석 창<sup>3)</sup> · 김 상 대<sup>4)</sup>  
Kim, Seong Jae · Park, Soon Jeon · Jeong, Sug Chang · Kim, Sang Dae

요 약 : Steel-Concrete Column은 H형강의 플랜지 사이에 후프를 용접하고 플랜지 사이의 공간에 콘크리트가 채워진 새로운 합성기둥이다. 본 연구에서는 이 새로운 합성 기둥의 구조성능을 평가하기 위하여 단주압축, 휨, 전단실험을 수행하였다. 각 실험별 실험체들을 순철골 실험체와 철골 콘크리트 실험체로 구성하여 Steel-Concrete Column을 구성하는 철골, 내부 콘크리트, 후프의 내력기여도를 평가할 수 있도록 하였다. 실험결과 Steel-Concrete Column은 「강구조 한계상태 설계 기준」에 의해 계산된 내력값을 충분히 만족하여 구조부재에 적용 가능하다고 판단된다.

ABSTRACT : Maximum-strength concrete-filled steel square tubular columns were tested under concentric and biaxial eccentric load. Buckling length-section depth ratio  $L_k/D$ , magnitude of eccentricity  $e$ , and angle of eccentric load  $\theta$  were selected as experimental parameters. Strength and behavior were also examined. Test results showed that the maximum strength of columns under biaxial eccentric load could be predicted using the previously proposed strength formula of columns under uniaxial eccentric load. Likewise, the behavior and maximum strength of columns could be predicted using the analysis.

핵 심 용 어 : 편심압축력, 2축휨, 최대내력, 충전강강관기둥

KEYWORDS : Eccentric load, Biaxial bending, Maximum strength, Filled steel square tubular columns

## 1. 서 론

초기의 합성기둥(철골철근콘크리트 기둥)은 철골기둥에 내화피복 및 방청효과를 제공하는 것을 목적으로 미국에서는 1900년, 일본에서는 1920년경부터 적용되기 시작한 이후로 최근까지 국내외의 많은 구조물에 적용되고 있다. 이러한 합성기둥은 철근콘크리트 기둥에 비해 상대적으로 저렴한 콘크리트의 압축 내력 기여도로 인한 공사비 절감, 우수한 내화성과 방청효과, 콘크리트에 의한 국부좌굴 및 횡좌굴 방지효과 등의 장점을 가지고 있다. 이러한 합성기둥에 관한 연구로 최근 국내에서는 기존의 철골철근콘크리트 기둥(SRC 기둥)에 이어서 CFT(Concrete Filled Steel Tube) 기둥에 관한 연구<sup>2)</sup>가 광범위하게 진행되고 있다.

기존의 SRC 기둥은 철골을 골조로 하여 주위에 재축 방향 철근과 후프를 배근하고 콘크리트를 타설하여 이들 3개의 재료가 서로 일체가 되게 한 합성기둥이다. 이 구조 방식은 1923년 일본의 관동 대지진 발생시 탁월한 내진성을 발휘하여 화재 및 지진에 피해가 적었기 때문에 당시 일본에서는 6층에서 9층까지의 건물이 대부분 SRC 구조로 세워졌지만, 그 당시에는 특별한 계산규준이 없어 몇몇의 실험결과를 참고하여 설계자의 자율적인 판단에 의하여 설계되었다. 그 후 일본에서는 1950년대, 미국 및 유럽에서는 1970년대 이후 SRC 구조에 대한 연구가 활발히 진행되어졌고, 최근 아시아 각국에서 건축물의 고층화와 내진성 강화를 목적으로 여러 도시에서 SRC 구조를 채택하고 있다. 그러나 이러한 SRC 구조 방식은 철골 공사에 비해 철근 배근과 거푸집 공사 등에 많은

1) 정희원, 고려대학교 건축공학과 석사

2) 정희원, 고려대학교 건축공학과 박사과정

3) 정희원, 부천대학 건축과 조교수, 공학박사, 건축구조기술사

4) 정희원, 고려대학교 건축공학과 교수, 공학박사

본 논문에 대한 토의를 2003년 6월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

인력, 비용, 시간 등을 필요로 하는 구조시스템이다. 또한 최근 국내외에서 활발히 연구되고 있는 CFT 기둥은 철근이 배근되지 않은 강관 내부에 콘크리트를 채워 넣어서 거푸집 공사를 없앤 것으로, 내부에 충전된 콘크리트가 외부강관의 국부좌굴을 억제하고 내부의 콘크리트에 대한 외부강관의 구속에 의해 내부 콘크리트의 압괴가 억제되어 콘크리트의 내력이 상승하게 하는 것으로 단면의 증가 없이도 부재의 내력을 증가시킬 수 있는 시스템이다. 또한 변형능력이 향상되고 좌굴 후의 내력저하가 적어 내진능력이 우수하여 순수 철골기둥이나 SRC 기둥에 비해 경제적, 구조적으로 우수한 시스템으로 주목받고 있다. 그러나 CFT 기둥은 내부 콘크리트 충전, 충전상태의 육안 확인 및 보-기둥 접합부에서 시공상의 어려움이 있어, 이에 대한 개선 연구가 현재 활발히 진행 중이다.<sup>2)</sup>

최근 유럽<sup>5)6)</sup>, 북미지역<sup>8)</sup>, 일본<sup>4)</sup> 등에서는 기존의 합성기둥들이 가지는 내력상승, 내화성, 방청효과 뿐만 아니라 거푸집 공사의 절감으로 인한 공사기간 단축이 가능하고, 충전상태의 육안 확인도 용이한 Steel-Concrete Column(이하 SC Column)에 대한 연구를 수행해오고 있다.

본 연구에서는 국내의 중저층 구조물에 SC Column을 활용하기 위하여 SC Column의 구조성능을 압축, 휨, 전단 실험을 통하여 규명하고, 국내의 기준과 비교하여 이의 적용여부를 검토하는 것을 목적으로 한다.

## 2. SC Column의 구조적 특징

SC Column은 철골기둥에 비해 단면의 내력을 증가시켜 철골물량을 감소시키고, 기존의 SRC 기둥에서 요구되는 철골 외부의 주근 및 후프의 배근을 없애고, 거푸집 공사의 절감 및 간략화로 공사기간을 단축시키기 위한 시스템으로 연구되었다.

그림 1. SC Column 개념도

그림 2. SC Column 개념도(단면)

SC Column은 철골 기둥의 플랜지 사이에 이형철근을 후프의 역할을 하도록 공장에서 용접하여 제작(그림 1)하고 현장세우기한 후, 철골의 플랜지 사이의 양면에만 시스템 거푸집을 사용(그림 2)하여 콘크리트를 채워서 철골의 플랜지 2면과 콘크리트 2면이 기둥의 4면을 구성하도록 한 기둥이다.

〈그림 2〉에서 보이는 이형철근으로 플랜지 면에 용접되는 후프는 SC Column의 콘크리트 면에서 내부 콘크리트에 대한 구속력을 제공하여 내부 콘크리트의 내력과 항복 후 연성 거동을 증가시키는 역할을 한다.

내부 콘크리트는 축하중을 철골과 분담하여 기둥단면의 축내력을 증대시키므로 콘크리트에 비해 상대적으로 비싼 철골의 물량을 감소시키며, 합성기둥의 열용량이 증가되어 내화성이 개선되게 된다.

## 3. 실험계획

### 3.1 압축실험체

SC Column의 압축내력을 평가하기 위해서는 SC Column을 구성하는 철골, 콘크리트, 후프의 내력기여도에 대한 평가가 있어야 한다. 따라서 압축실험체는 이들의 내력기여도를 평가할 수 있도록 〈표 1〉과 같이 순철골 실험체(C-C0H0), 철골 내부에 콘크리트만 채운 실험체(C-C1H1), 철골 플랜지에 후프를 용접한 후 내부에 콘크리트를 채운 실험체(C-C1H1)로 구성하였다. 이는 순철골 기둥의 내력, 내부 콘크리트의 내력기여도, 후프에 의한 내부 콘크리트 구속의 효과를 평가하여 SC Column의 압축내력을 평가할 수 있도록 계획된 것이다. 압축실험에 사용된 철골은 H-125×125×6.5×9 단면으로 좌굴의 효과를 최소화하기 위해 단면 폭의 3배인 37.5 cm의 길이가 선택되었다. 후프는 「강구조 한계상태 설계기준」 1)의 SRC 기둥의 구조제한을 만족시키도록 HD10을 8 cm 간격으로 배근하였다.

SC Column의 압축내력은 「강구조 한계상태 설계기준」 1)에서 제시하는 SRC 기둥의 압축내력 산정식을 적용하여, 합성기둥의 단면적을 강재의 단면적으로 고정시킨 상태에서 단면성능을 합성단면성능으로 환산하여 이를 철골기둥의 내력식으로 적용하여 산정하는 것으로 다음과 같이 산정된다.

$$P_n = A_m F_{cr}$$

$$F_{cr} = (0.65^{\lambda_c^2}) F_{ym} \quad (\lambda_c \leq 1.5)$$

$$= \left( \frac{0.85}{\lambda_c^2} \right) F_{ym} \quad (\lambda_c > 1.5)$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r_m \pi} \sqrt{\frac{F_{ym}}{E_m}}$$

$$F_{ym} = F_y + 0.6 f'_c \frac{A_c}{A_s}$$

$$E_m = E_s + 0.2 E_c \frac{A_c}{A_s}$$

$P_n$ :공칭압축강도 ( $tf$ ),  $A_m = A_s$ :철골의 단면적 ( $cm^2$ ),  
 $F_{cr}$ :공칭한계강도 ( $tf/cm^2$ ),  $\lambda_c$ :기둥세장변수,  $F_{ym}$ :합성  
 항복강도 ( $tf/cm^2$ ),  $E_m$ :합성탄성계수 ( $tf/cm^2$ ),  $r_m$ :합성  
 단면2차반경 ( $cm$ ),  $r_m = r_s$ :합성단면폭의 0.3배이상,  $r_s$ :철  
 골의 단면2차반경 ( $cm$ ),  $K$ :유효길이계수,  $L$ :부재의 비지  
 지길이 ( $cm$ ),  $F_y$ :철골의 항복강도 ( $tf/cm^2$ ),  $f'_c$ :콘크리트  
 의 압축강도 ( $tf/cm^2$ ),  $A_c$ :콘크리트의 단면적 ( $cm^2$ )

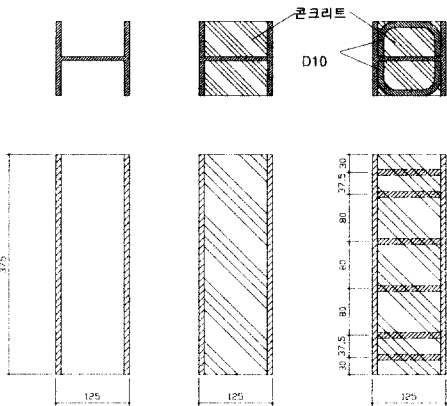


그림 3. 압축실험체  
좌측 부터(C-C0H0, C-C1H0, C-C1H1)

### 3.2 휨실험체

SC Column의 휨내력을 평가하기 위해서는 철골과 콘크리트의 내력기여도에 대한 평가가 있어야 한다. 따라서 휨실

험체는 <표 1>과 같이 순철골 실험체(B-C0H0)와 철골 내부에 콘크리트를 채운 실험체(B-C1H0)로 구성하였다. 휨실험에 사용된 철골은 일반적인 기둥 사이즈로 H-300×300×10×15 단면의 3.5 m 길이의 부재가 선택되었으며, 「강구조 한계상태 설계기준」 1)에 따라 내부 콘크리트는 20 cm 간격의  $\phi 19$  스테드 볼트로 일체화시켰다.

SC Column의 휨내력은 단면이 완전소성상태에 도달했을 때를 최대내력점으로 하여 산정하였다.<sup>1),9)</sup>

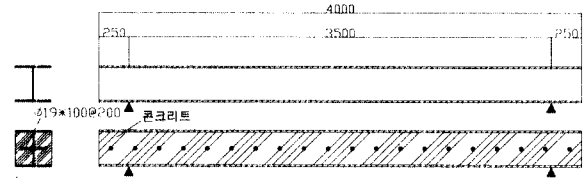


그림 4. 휨 실험체  
위로부터(B-C0H0, B-C1H0)

### 3.3 전단실험체

전단 실험체 또한 동일한 방법으로 전단내력을 평가할 수 있도록 순철골 실험체(S-C0H0), 철골 내부에 콘크리트를 채운 실험체(S-C1H0), 철골 플랜지에 후프를 용접한 후 내부에 콘크리트를 채운 실험체(S-C1H1)로 구성하였으며, 휨 실험 부재와 동일한 H-300×300×10×15 단면이 선택되었고, 길이는 전단파괴가 휨파괴에 선행하도록 1 m가 선택되었다. 내부 콘크리트는 7.5 cm 간격의  $\phi 19$  스테드 볼트로 일체화시켰고, 후프는 「강구조 한계상태 설계기준」<sup>1)</sup>의 SRC 기둥의 구조제한을 만족하도록 HD10을 20 cm의 간격으로 배근하였다.

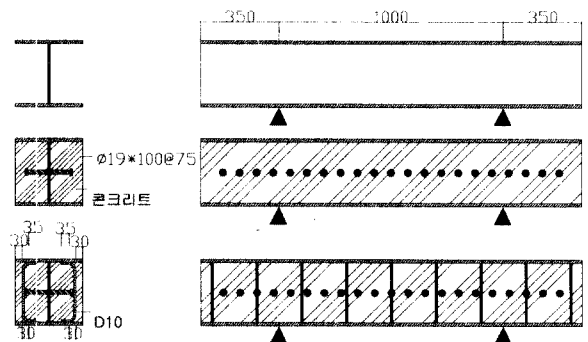


그림 5. 전단 실험체  
위로 부터(C-C0H0, C-C1H0, C-C1H1)

「강구조 한계상태 설계기준」에서, 합성부재의 전단강도는 강재의 웨브에만 의존하며 강재의 전단강도 기준에 따라 산정하는 것으로 규정하고 있다<sup>1)</sup>. 이는 통상적으로 부재의 전단내력 산정에 있어서 휨내력의 영향이 상대적으로 매우 크다는 점을 고려하고 또한 콘크리트의 전단저항에 대한 영향을 정량적으로 평가하기 어렵다는 점 등으로 인해, 전단력에 대한 안전측의 설계방법으로 콘크리트 및 후프의 역할을 무시하여 설계를 단순화시키는 것을 목적으로 한다. 그러나 SC Column의 전단내력 산정에는 이러한 콘크리트와 후프에 의한 효과를 포함시켜 산정하였다. 「콘크리트 구조설계 기준」 3)에서 제시하는 일반 RC보에 적용하는 콘크리트와 후프의 전단내력을 포함할 경우 SC Column의 전단내력,  $V_{sc}$  는 다음 식(1)과 같다<sup>1)3)</sup>.

$$V_{sc} = 0.6F_{yw}A_w + \frac{A_v f_y d}{s} + \frac{0.53\sqrt{f_{ck}}b_w d}{1000} \quad (1)$$

내부 콘크리트가 상·하부에서 철골 플랜지로 구속된 점을 고려하여 참고문헌 [7]에서 제시하는 압축스트럿 메카니즘에 의한 내부 콘크리트의 전단내력을 포함할 경우 SC Column의 전단내력,  $V_{sc}$  는 (2) 식과 같이 되어, 내부 콘크리트 부분의 전단내력이 약 10배정도 크게 나타난다.

$$V_{sc} = 0.6F_{yw}A_w + \frac{A_v f_y d}{s} + \frac{5.43\sqrt{f_{ck}}b_w d}{1000} \quad (2)$$

식 (1)~(2)에서  $F_w$ :웨브의 항복강도( $tf/cm^2$ ),  $A_w$ :웨브의 면적( $tf/cm^2$ ),  $A_v$ :철근의 항복강도( $tf/cm^2$ ),  $f_y$ :철근의 항복강도( $tf/cm^2$ ),  $d$ :유효깊이( $cm$ ),  $s$ :후프간격( $cm$ ),  $f_{ck}$ :콘크리트 강도( $kgf/cm^2$ ),  $b_w$ : 부재의 폭( $cm$ )

<표 1> 실험체 개요

실험 종류	철골	실험체 명	콘크리트 유·무	Hoop 간격	스터드 간격	실험체 길이
압축 실험	H-125×125×6.5×9	C-C0H0	×	×	×	37.5 cm
		C-C1H0	○	×	×	37.5 cm
		C-C1H1	○	8 cm	×	37.5 cm
휨 실험	H-300×300×10×15	B-C0H0	×	×	×	3.5 m
		B-C1H0	○	×	20 cm	3.5 m
전단 실험	H-300×300×10×15	S-C0H0	×	×	×	1 m
		S-C1H0	○	×	7.5 cm	1 m
		S-C1H1	○	20 cm	7.5 cm	1 m

### 3.4 재료의 물성

콘크리트 공시체 및 철근 인장시험편은 각각 3개, 철골 인장시험편은 두께별 3개씩 재료실험을 실시했고, 철골과 철근 시험편은 양면에 1개씩 각각 2개, 공시체는 4면에 1개씩 각각 4개의 스트레인 게이지(strain gage)를 부착하여 얻은 변형율을 평균하여 구한 응력-변형 곡선으로부터 각 재료의 물성을 구했고, 그 결과는 <표 2>와 같다.

<표 2> 재료의 물성

구분	재질	실험값 ( $kgf/cm^2$ )	
H125×125×6.5×9	SS 400	항복강도 ( $F_y$ )	3,158
		탄성계수 ( $E_s$ )	2,050,604
		인장강도 ( $F_u$ )	4,671
H300×300×10×15	SS 400	항복강도 ( $F_y$ )	3,051
		탄성계수 ( $E_s$ )	2,107,552
		인장강도 ( $F_u$ )	4,508
철근	SD 40	항복강도 ( $F_y$ )	4,023
		탄성계수 ( $E_s$ )	1,972,350
		인장강도 ( $F_u$ )	5,506
콘크리트		압축강도 ( $f_{ck}$ )	295
		탄성계수 ( $E_c$ )	249,251

## 4. 실험결과 및 분석

### 4.1 압축 실험

#### 4.1.1 가력방법 및 측정방법

200 ton 용량의 U.T.M을 사용하여 H형강과 콘크리트면이 동시에 재하되도록 하여 단조압축가력하였다. 파괴거동을 분석하기 위하여, 부재의 축방향 변위와 철골과 콘크리트의 변형도를 측정하였다.

축방향 변위의 측정에는 스트레인게이지식 변위계를 사용하였으며, 철골과 콘크리트의 변형도 측정에는 스트레인 게이지를 사용하였으며, 실험체 중앙부의 각 면에 3개씩의 스트레인 게이지를 부착하여 이들의 변형도를 결과분석에 반영했다. 가력장치와 측정위치는 <그림 6>, <그림 7>과 같다.

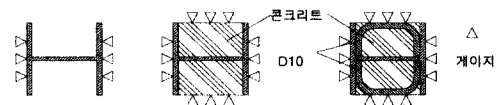


그림 6. 압축 실험체 측정장치의 부착위치

더욱 진전되어 콘크리트 면으로 확대되어 갔으며, 최종적으로 콘크리트의 파괴와 철골의 항복이 발생한 이후에는 내력이 감소하지 않고 완만히 상승한 후 철골의 국부좌굴로 최종적인 파괴에 이르렀다. 후프를 용접한 C-C1H1 실험체의 플랜지에서 발생한 국부좌굴 형상은 C-C1H0 실험체에서 발생한 형태와는 달리 <그림 8>에서 보이듯이 플랜지에 용접된 상·하의 후프를 지점으로 해서 이 지점들 사이에서 외부로 휘어지는 형태를 띠었다.

그림 7. 압축실험 기력장치 및 측정위치

#### 4.1.2 파괴거동 분석

순철골 실험체(C-C0H0)는 철골의 항복까지는 거동에 큰 변화가 없었다. 항복 이후에는 실험체가 37.5 cm인 단주인 관계로 내력저하가 없이 축방향 변위만 증가하다가 철골이 변형역 경화 구간(Strain Hardening)으로 들어서면서 다시 내력이 상승한 후 플랜지와 웨브에서의 국부좌굴 발생으로 내력이 저하되면서 최종적인 파괴에 이르렀다.

콘크리트와 철골만으로 이루어진 실험체(C-C1H0)는 초기에 콘크리트와 철골의 접합면을 따라 수직으로 미세 균열이 발생하였고, 하중이 증가함에 따라 이 균열은 더욱 진전되었으며 콘크리트 면에서도 미세 균열이 발생되어 균열폭이 확대되어 나갔고, 최종적으로 콘크리트에 압괴가 발생되었을 때 철골의 항복이 거의 동시에 일어났다. 콘크리트 압괴로 콘크리트가 부담하던 축력이 철골에 집중되어 실험체의 내력은 항복이후 급격히 감소하였고, 이후 철골이 변형역 경화 구간으로 들어서면서 다시 내력이 상승한 후 플랜지와 웨브의 국부좌굴로 최종적인 파괴에 이르렀다.

플랜지면에 후프를 용접하고 콘크리트를 채운 실험체(C-C1H1)는 초기에 콘크리트와 철골의 접합면을 따라 수직으로 미세 균열이 발생하였고 또한 용접된 후프라인을 따라 미세 균열이 발생되었다. 하중이 증가함에 따라 이 균열은

#### 4.1.3 결과 및 분석

SC Column의 압축실험 결과로 나온 하중-축방향 변위 곡선이 <그림 9>에 나타나 있고, 압축 실험체에 대한 이론값과 실험값을 <표 3>에서 비교하였다.

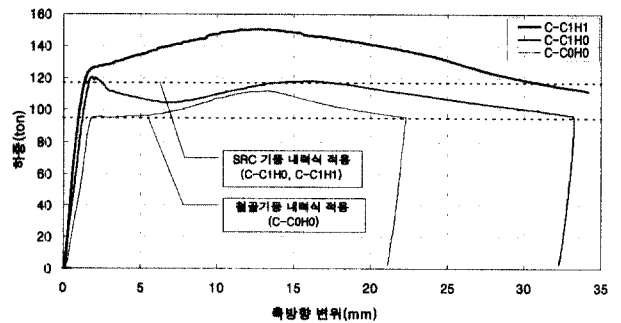


그림 9. 압축 실험체의 하중-축방향 변위 곡선

순철골 실험체(C-C0H0)의 항복내력은 이론값과 거의 일치 하였다. 항복 이후 철골의 변형 경화의 영향으로 내력이 증가하여 최대내력은 항복내력 보다 약 17.4% 크게 나왔다. 이 변형역 경화 구간이 존재하는 이유는 실험체가 좌굴의 영향을 거의 받지 않는 단주이기 때문이다.

C-C1H0 실험체의 항복내력은 이론값과 거의 일치하였으나, 항복 직후 내력이 항복내력의 약 86.8% 까지 급격히 감소했고, 이후 완만하게 내력이 상승한 후 다시 감소하였다. 이는 항복시의 콘크리트 압괴로 콘크리트가 부담하던 하중이 철골에 집중되면서 철골이 과도한 하중을 받아 급격히 내력이 감소한 이후, 철골이 변형역 경화 구간으로 들어가면서 다시 내력이 상승하였기 때문이다. 항복 이후 구간에서의 최대 내력은 항복내력의 약 98.2%로 오히려 항복내력 보다 작게 나왔다. 이는 콘크리트 압괴 이전까지는 콘크리트와 철골이 함께 압축하중에 저항했으나 콘크리트 압괴 이후에는 콘크리트가 압축하중에 저항하지 못하고 철골만이 압축하중에 저항하기 때문으로, 변형역 경화 구간에서 철골의 부담하중이 항복시의 철골의 부담하중 보다 증가하였다고는 하나 콘크리트

그림 8. 압축실험체 파괴형상(C-C1H1, C-C1H0, C-C0H0)

와 함께 저항하는 실험체의 항복하중 보다는 작기 때문이다.

C-C1H1 실험체의 항복내력은 이론값 보다 약 7.9% 크게 나왔고, 후프를 용접하지 않은 C-C1H0 실험체 보다 약 5.1% 크게 나와 후프의 내부 콘크리트 구속으로 인한 내부 콘크리트의 압축내력상승의 효과로 인해 실험체의 항복내력이 약 5.1% 증가되었다는 것을 알 수 있다. 항복 이후 실험체의 내력이 C-C1H0와는 달리 감소하지 않고 항복내력의 약 19.2% 까지 증가하였다. 이는 후프에 의한 내부 콘크리트 구속의 효과로 실험체의 항복 이후에도 콘크리트와 철골이 함께 압축하중에 저항하기 때문인 것으로 판단된다.

표 3. 압축 실험체의 이론값과 실험값의 비교

실험체	$P_n$ (ton)	$P_y$ (ton)	$P_{max}$ (ton)	$P_y / P_n$	순철골에 대한 내력증가	
					항복내력	최대내력
C-C0H0	94.8	95.42	112.02	1.007	-	-
C-C1H0	117.1	120.34	120.34	1.028	1.261	1.074
C-C1H1	117.1	126.34	150.59	1.079	1.324	1.344

$P_n$  : 「강구조 한계상태 설계기준」에 의한 실험체의 내력

$P_y$  : 실험결과에 의한 실험체의 항복내력

$P_{max}$  : 실험결과에 의한 실험체의 최대내력

〈그림 9〉과 〈표 3〉에서 「강구조 한계상태 설계기준」의 SRC 기둥의 내력식을 적용한 이론값과 각 실험체의 항복내력은 거의 일치하였으나, 후프를 용접하지 않은 C-C1H0 실험체의 경우 항복 이후 급격한 내력저하가 발생해서 SC Column 시스템으로 적합하지 않다고 판단되며, 후프를 용접한 C-C1H1 실험체는 순 철골 실험체에 비해 항복내력이 32.4%, 최대내력이 34.4% 증가하여 SC Column이 H형강의 내부에 콘크리트를 채움으로 해서 기둥의 압축내력을 상당히 증가시킨다는 것을 알 수 있다.

Tremblay et al(1998)은 플레이트로 용접하여 만든 H-형강 부재에 원형 철근으로 내부 콘크리트를 구속하여 만든 SC Column의 압축 실험을 통해 압축 내력식을 다음 식(3)과 같이 제안하였다.<sup>10)</sup>

$$P_{u, pred} = 0.85A_c f'_c + A_{se} F_y + A_s f_{yr} \quad (3)$$

$$A_{se} = (d - 2t + 4b_e)t \quad (4)$$

$$\frac{b_e}{b} = \frac{0.6}{\lambda_p} \leq 1.0 \quad (5)$$

$$\lambda_p = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)F_y}{\pi^2 E k}} \quad (6)$$

$$k = \frac{4}{(s/b)^2} + \frac{15}{\pi^4} (s/b)^2 + \frac{20}{3\pi^2} (2-3\nu) \quad (7)$$

식 (3)~(7)에서  $A_c$  는 콘크리트 면적,  $A_{se}$ 는 국부 좌굴에 대한 철골의 유효 넓이,  $A_s$  과  $f_{yr}$  ' 은 재축 방향 보강 철근의 면적과 항복 강도,  $b_e$ 는 플랜지 하나의 총 유효 폭,  $\lambda_p$ 는 플랜지의 세장비, 그리고  $k$  는 원형철근의 간격,  $s$  와  $b$  에 따라 달라지는 플레이트 좌굴 계수이다.

또한 Tremblay et al(2000)는 폭이 600mm 기둥의 실험 결과값에 잘 부합시키기 위해 식 (5)를 다음과 같이 수정하여 제안하였다.<sup>10)</sup>

$$\frac{b_e}{b} = (1 + \lambda_p^{2n})^{-\frac{1}{n}} \quad (8)$$

여기서  $n = 1$  이다.

〈표 4〉에 Tremblay et al.의 제안식(1998, 2000)과 실험값을 비교하였다. Tremblay et al.(1998)은 내부 콘크리트를 구속하는 합성 기둥에 관한 식이므로, 실험체 C-C1H1 실험체 내력값과 유사한 값을 가지고 있음을 알 수 있다. 두 식 모두 국내의 「강구조 한계 상태 설계 기준」 보다는 큰 값을 가지고 있어, SC 합성 기둥을 국내 기준에 맞추어 압축재로 설계하면 안전측으로 설계할 수 있음을 알 수 있다.

<표 4> 실험값과 Tremblay et al. 식(1998, 2000)과 비교

실험체	C-C0H0		C-C1H0		C-C1H1	
	tonf	오차(%)	tonf	오차(%)	tonf	오차(%)
실험값	95.42	-	120.34	-	126.34	-
국내 기준	94.80	0.6	117.10	2.7	117.10	7.3
Tremblay et al. (1998)	93.00	2.5	124.60	3.5	124.60	1.4
Tremblay et al. (2000)	92.10	3.5	123.70	2.8	123.70	2.1

## 4.2 휨 실험

### 4.2.1 가력 방법 및 측정 방법

200ton Actuator를 사용하여 휨모멘트가 일정한 구간이 생기도록 실험체 중앙부에서 좌우로 50 cm 위치에서 2점 가력을 하였다. Actuator의 제어방법은 실험체가 항복하기 전 구간과 항복 후의 구간으로 나누어 하중제어와 변위제어를 적용하였다. 실험체가 탄성인 구간에서는 하중제어를 하였으며, 부재의 항복하중의 80%에 도달한 시점부터는 변위제어

로 가력하였다. 가력방법 및 가력장치는 <그림 10>과 <그림 11>, 측정위치는 <그림 12>와 <그림 13>에 나타내었다.

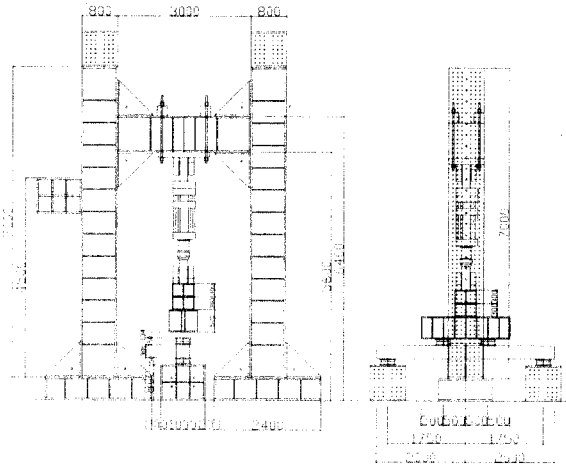
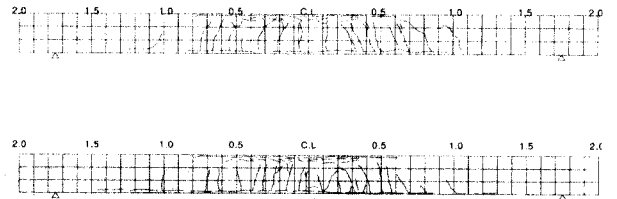


그림 10. 휨실험 가력계획도

그림 13. 휨실험체 측정위치

4.2.2 파괴거동 분석

순철골 실험체인 B-C0H0 실험체의 파괴는 항복 이후 횡좌굴에 의해 발생되었다. SC Column 실험체인 B-C1H0의



(위-전면, 아래-후면)

그림 14. B-C1H0 실험체 균열형상

그림 11. 휨실험 가력장치

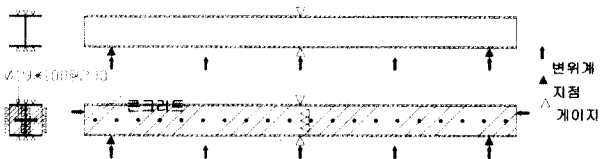


그림 12. 휨실험체 측정장치의 부착위치

(a) 실험 전의 형상

(b) 실험 후의 형상

그림 15. B-C0H0 실험체 실험 전·후의 형상

균열형상은 <그림 14>에 전면과 후면으로 나타내었다. 실험체는 초기균열이 보의 중앙부와 가력점 부근에서 가력하중이 30ton될 때 발생했으며, 이후 하중이 증가함에 따라 보 중앙부 및 가력점 부근에서 균열이 진전되었고 다수의 균열이 발생되었다. 70ton 이후에 빠른 속도로 증가하다가 최종적으로 상부에서 콘크리트의 압괴와 탈락에 의해 파괴에 이르렀다.

순철골 실험체인 B-C0H0 실험체의 파괴가 횡좌굴에 의해 발생되었지만, SC Column 실험체인 B-C1H0 실험체는 정상적으로 휨에 의해 파괴가 발생되었다. 따라서 철골 내부에 채워진 콘크리트가 철골의 횡좌굴 저항을 개선시킴을 알 수 있다. <그림 15>, <그림 16>에 각 실험체의 실험 전과 실험 후의 파괴형상을 비교하였다.

(a) 실험 전의 형상

(b) 실험 후의 형상

그림 16. B-C1H0 실험체 실험 전·후의 형상

4.2.2 결과 및 분석

순 철골 실험체인 B-C0H0 실험체는 횡좌굴에 의한 파괴가 발생되었기 때문에, 「강구조 한계상태 설계기준」에서 제시하는 횡좌굴에 의해 지배되는 부재의 휨내력 산정식을 적용하여 실험체의 내력을 계산하였다. 이렇게 계산된 이론값과 실험에 의한 실험체의 최대내력을 <그림 17>과 <표 5>에 나타내었다.

B-C0H0 실험체의 이론값과 최대내력 값은 거의 일치하였다. SC Column 실험체인 B-C1H1 실험체의 휨내력은 철골과 콘크리트가 완전 합성작용을 하여 일체거동을 한다는 가정하에서, 단면의 완전소성응력 분포 상태로부터 계산된 이론값과 실험에 의한 최대내력은 약 19.8%의 오차를 보이면서 실험값이 더 크게 나왔다. 이는 B-C1H0 실험체의 내부 콘크리트가 상·하부에서 철골 플랜지로 구속되어 있어 콘크리트의 압괴가 갑작스럽게 발생하지 않았다고 때문인 것으로 판단된다.

표 5. 휨 실험체의 이론값과 실험값 비교

시험체	이론값 (ton·m)	실험값 (ton·m)	실험값/이론값
B-C0H0	44.7	42.57	0.952
B-C1H0	47.83	57.29	1.198

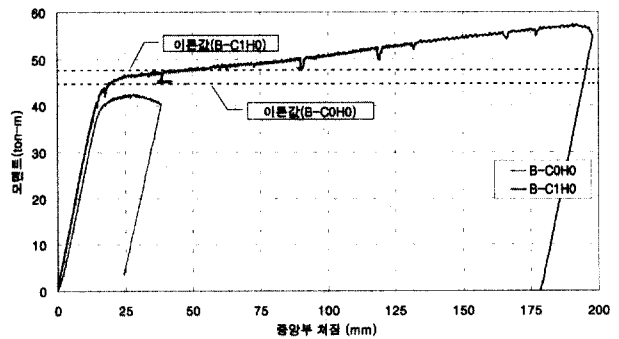


그림 17. 휨 실험체의 모멘트-중앙부 처짐 곡선

<그림 17>과 <표 5>에 나타난 바와 같이 SC Column 실험체의 휨내력이 이론값 보다 19.8% 높게 나와 이론값으로 산정한 「강구조 한계상태 설계기준」에서 제시하는 휨내력 산정식을 만족시키고, 내부 콘크리트로 인한 철골의 횡좌굴 저항능력의 향상을 확인할 수 있었다.

한편, SC Column 실험체인 B-C1H0 실험체의 양 단부면의 상부 플랜지 연단에서 아래로 5 cm 높이에 있는 철골 웨브와 콘크리트에 각각 1개씩의 스트레인게이지식 변위계를 설치하여 각각의 횡방향 변위를 측정할 수 있도록 했다. 여기서 얻은 콘크리트와 철골의 변위의 차이로 콘크리트와 철골의 슬립 양을 계산하여 B-C1H0 실험체의 합성거동을 규명했다. <표 6>와 <그림 18>에서 각각의 결과를 나타내었다.

표 6. slip양 비교

위치	slip 양(mm)	
	항복시	최대내력시
좌측	0.13	0.38
우측	0.2	0.95



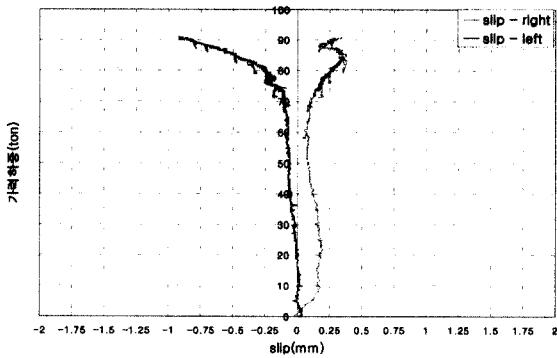


그림 18. 하중-slip 곡선

<표 6>과 <그림 18>에서 나타난 바와 같이 B-C1H0 실험체의 slip 양은 실험체의 항복시 0.2 mm 이하, 최대내력시 0.95 mm 이하로 나타났으며, 변형도 그래프로부터 판단하였을 때 B-C1H0 실험체는 스테드 볼트와 철골과 콘크리트 부착면에서의 부착응력으로 충분한 합성거동을 했다고 판단된다.

### 4.3 전단실험

#### 4.3.1 가력 방법 및 측정방법

200ton Actuator로 중앙부 1점 가력을 하였다. Actuator의 제어 방법은 휨실험과 동일한 방법으로 실험체가 항복하기 전 구간과 항복 후의 구간으로 나누어 하중제어와 변위제어를 적용하였으며 실험체가 탄성인 구간에서는 하중제어를 하였으며, 부재 항복하중의 80%에 도달한 시점부터는 변위제어로 가력하였다. 가력방법 및 가력장치는 <그림 19>과 <그림 20>, 측정위치는 <그림 21>와 <그림 22>에 나타내었다.

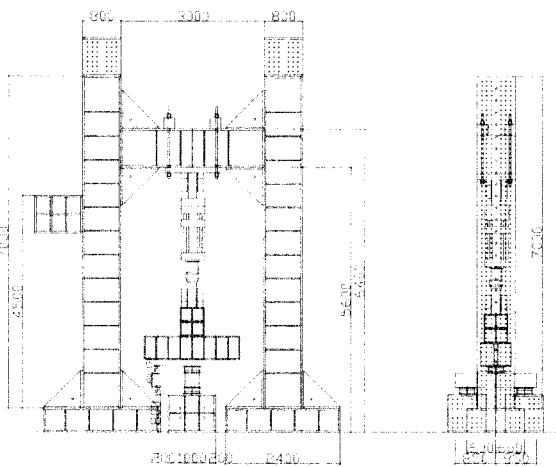


그림 19. 전단실험 가력계획도

그림 20. 전단실험 가력장치

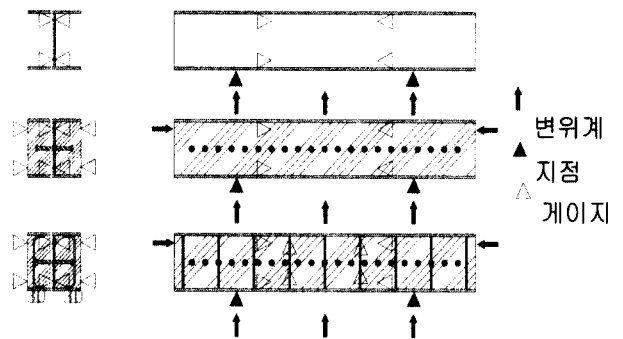
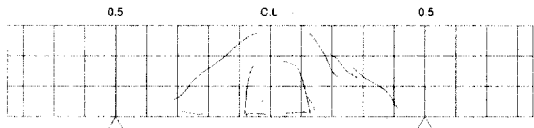


그림 21. 전단실험체 측정장치의 부착위치

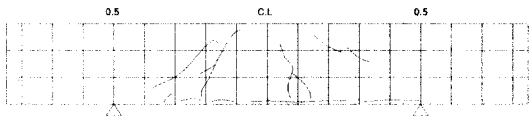
#### 4.3.2 파괴거동 분석

순철골 실험체인 S-C0H0 실험체의 파괴는 중앙부 압축부분 웨브의 좌굴에 의해 발생되었다. SC Column 실험체인 S-C1H0와 S-C1H1 실험체의 균열형상은 <그림 23>와 <그림 24>에 전면과 후면으로 나타내었다. 실험체는 초기균열이 가력하중 40ton 부근에서 실험체 중앙부에서 양쪽으로 10cm~20cm 부근에서 발생했으며 하중이 증가할수록 조금씩 진전되었고, 100ton~120ton에서 가력점에서 지점을 잇는 경사방향으로 가는 경사균열이 발생하였고 이후 조금씩 진전되는 형태를 보였으나, 가력하중 180ton에 이르기까지 파괴가 발생되지 않았고, 가력장치의 가력하중의 한계로 180ton에서 실험을 종료하였다.

그림 22. 전단실험체 측정위치

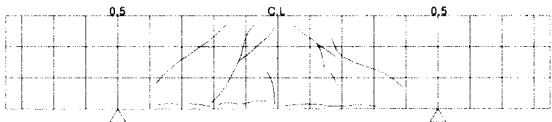


(a) 전면의 균열형상

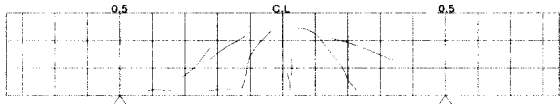


(b) 후면의 균열형상

그림 23. S-C1H0 실험체 균열형상



(a) 전면의 균열형상



(b) 후면의 균열형상

그림 24. S-C1H1 실험체 균열형상

SC Column 실험체인 S-C1H0와 S-C1H1 실험체의 콘크리트가 일반 RC 보에 적용하는 전단내력을 훨씬 초과하는 하중에도 균열의 발생이나 진전이 미미한 것은 콘크리트가 상·하부에서 철골의 플랜지로 구속되어 있기 때문에 콘크리트의 전단강도가 상승한 것으로 판단된다. <그림 25>에 각 실험체의 실험 후 파괴형상을 나타내었다.

4.3.3 결과 및 분석

「강구조 한계상태 설계기준」에서 합성부재의 전단강도로 제시하는 강재의 웨브에 의한 전단내력과 「콘크리트 구조설계기준」에서 제시하는 일반 RC 보의 전단내력 산정에 적용

(a) S-C0H0

(b) S-C1H0

(3) S-C1H1

위로부터(S-C0H0, S-C1H0, S-C1H1)

그림 25. 전단 실험체의 파괴형상

되는 콘크리트와 후프의 전단강도를 포함한 내력값을 예상값으로 하여 실험결과와 함께 <그림 26>에 나타내었다.

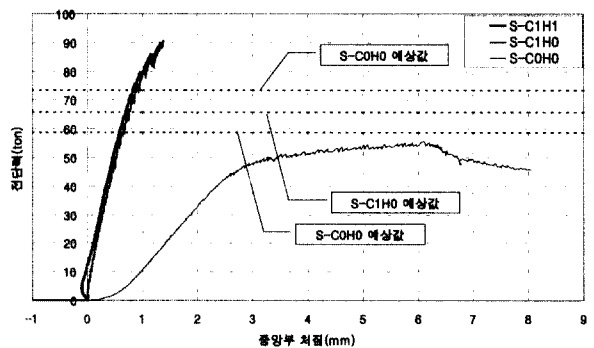


그림 26. 전단 실험체의 전단력-중양부 처짐 곡선

순 철골 실험체인 S-C0H0 실험체는 중앙부 압축부분 웨브의 좌굴로 최대 내력에 도달하였고 예상값과 거의 일치하였다. SC Column 실험체인 S-C1H0, S-C1H1 실험체는 <표 7>에서와 같이 예상값을 훨씬 초과하는 하중에서도 파괴가 발생되지 않아 SC Column의 전단내력은 「강구조 한계

상태 설계기준」 1) 및 「콘크리트 구조설계기준」 3)에서 제시하는 내력값을 충분히 만족하는 것으로 보인다.

SC Column 실험체가 예상값을 초과하는 하중에도 파괴되지 않은 것은 내부 콘크리트가 상·하부에서 철골의 플랜지로 구속되어 있기 때문에 콘크리트의 전단내력이 상승했기 때문인 것으로 판단된다. 참고문헌 [7]에서는 RC 기둥-Steel 보 접합부에서 철골 플랜지와 플랜지 사이의 Face Bearing Plate로 구속된 내부 콘크리트 부분의 전단강도로  $5.43\sqrt{f_c'} b_w d_l$  로 제시하였다. SC Column의 내부 콘크리트가 이와 거의 동일한 조건하에 있으므로 이 식을 SC Column의 내부 콘크리트 전단강도로 적용할 수 있다고 판단된다. 이렇게 계산된 이론값, 예상값, 철골 웨브만이 전단력을 부담하게 하는 기준값 그리고 실험결과에 의한 최대내력값을 <표 7>에서 비교하였다.

표 7. 전단 실험체의 기준값, 예상값, 이론값과 실험값의 비교

실험체	기준값 (ton)	예상값 (ton)	이론값 (ton)	실험값 (ton)	실험값 /예상값	이론값 /기준값	이론값 /예상값
S-COH0	58.6	58.6	58.6	55.38	0.945	1.0	1.0
S-C1H0	58.6	65.8	132.2	90.7	1.378	2.248	2.009
S-C1H1	58.6	73.5	140	90.4	1.230	2.389	1.905

<표 7>에서 나타나듯이 참고문헌 [7]에 제시된 이론값에 의한 SC Column의 전단내력은 기준에서 제시하는 철골 웨브의 전단내력의 2배 이상이 되어 「강구조 한계상태 설계기준」에서는 콘크리트의 전단강도를 과소평가하고 있는 것으로 판단되지만 이론값에 대한 실험적 검증이 이루어지지 않았기 때문에 이에 대한 검증이 추후 진행되어야 할 것이다.

## 5. 결론

Steel Concrete Column의 구조성능을 규명하기 위한 압축, 휨, 전단실험을 통해서 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 압축 실험결과 SC Column 실험체인 C-C1H0, C-C1H1의 항복내력은 「강구조 한계상태 설계기준」의 SRC 기둥의 내력식을 적용한 값 보다 각각 2.8%, 7.9% 크게 나와 이 식으로 SC Column의 압축 내력을 평가할 수 있다고 판단된다. 후프에 의한 내부 콘크리트의 구속 효과로 항복내력이 약 5% 증가하였다. 항복이후 후프가 없는 C-C1H0 실험체는 급격한 내력저하를 보인 반면, 후프가 있는 C-C1H1 실험체는 내력저하 없이 큰 변형에도 연성거동을 하였다. C-C1H1 실험체의 순 철골 실험체에 대한 내력

증가는 항복내력 약 32.4%, 최대내력 34.4%로 나타나 내부 콘크리트의 내력 기여도가 상당히 크다는 것을 알 수 있었다.

- (2) SC Column 실험체의 압축내력 실험결과를 Tremblay et al. 제안식(1998, 2000)과 비교할 때 거의 일치하였다. 그러나 이 제안식은 제한된 수의 실험 자료에 근거한 것으로서, SC Column을 설계할 때에는 보다 안전측에 있는 국내 「강구조 한계상태 설계기준」을 사용하는 것이 바람직하다.
- (3) 휨 실험결과 SC Column의 내부콘크리트에 의한 철골의 횡좌굴 저항능력의 향상을 확인할 수 있었다. SC Column 실험체는 최대내력이 「강구조 한계상태 설계기준」에서 제시하는 단면의 소성응력 분포로부터 계산된 휨내력 보다 19.8% 크게 나와, 이 기준에서 제시하는 내력식으로 SC Column의 휨내력을 평가할 수 있다는 것을 알 수 있었다.
- (4) 전단 실험결과 SC Column의 전단내력은 기준에서 제시하는 값보다 큰 것으로 나타났다. 이는 내부 콘크리트가 철골 플랜지로 상·하부에서 구속되어 내부 콘크리트의 전단내력이 증가하기 때문으로 「강구조 한계상태 설계기준」에서는 콘크리트의 전단강도를 과소 평가하고 있는 것으로 판단되고, 참고문헌[7]의 검증이 추후 연구에서 논의되어야 할 것이다.

## 감사의 글

Steel-Concrete Column 연구에 협조해 주신 (주)포항제철 및 (주)대우건설 기술연구소 관계자 여러분께 감사드립니다.

## 참고문헌

1. 대한건축학회 “강구조 한계상태 설계기준 및 해설”, 기문당, 1998
2. 포항산업과학연구원, 한국강구조학회 “콘크리트충전 강관 구조 설계 및 시공지침”, 2001
3. 대한건축학회, 한국콘크리트 학회 “콘크리트 구조 설계기준”, 기문당, 1999
4. 鈴木海郎, 小河利行, 深澤 陸, 内山政彦 “壓縮曲げせん断を受ける鐵骨コンクリート柱の構造特性に関する基礎實驗”, 日本建築學會構造系論文集, 第483号, P.165-172, 1996. 5
5. DD ENV 1994 part1-1 “Eurocode 4-Design of composite steel and concrete structures, part 1-1 General rules and rules for buildings”, 1994

6. DD ENV 1994 part1-2 "Eurocode 4-Design of composite steel and concrete structures, part 1-2 Design rules - Structural fire design", 1994
7. ASCE Task Committee on Design Criteria for composite structures "Guidelines for Design of joints between steel beams and reinforced concrete column", ASCE, V 120, 1994, 8. p.123 0~p.1357
8. Vincent. R. "Design and Application of partially encased non-compact composite columns for highrise buildings", proc. composite constructions IV, engineering foundation, Banff, Canada, 2000
9. Deric J. Oehler, Mark A Bradford, "Composite steel and concrete structural members-fundamental behavior" Pergamon, 1995
10. Robert Tremblay, Thierry Chicoine, Bruno Massicotte, James M. Ricles, Le-Wu Lu, "Behavior and Strength of Partially Encased Composite Columns with Built Shapes", Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 128, 2002. 3, p. 279~p.288

(접수일자 : 2002년 8월 2일)