

파형강관을 삽입한 중공원형단면  
철근콘크리트 부재의 거동에 관한 연구  
Behavior of Circular Hollow Section R.C Member  
with Internal Corrugated Steel Tube

임 정 순\*/김 성 철\*/조 재 병\*/이 수 근\*\*

Im, Jung Soon\*/Kim, Sung Chil\*/Jo, Jae Byung\*/Lee, Soo Keun\*\*

Abstract

An experiment was carried out to investigate the mechanical behaviour of the circular hollow section reinforced concrete member with internal corrugated steel tube. A specimen, 50cm in diameter and 340cm in length, was made and tested by 3 points bending. The test load was increased slowly (quasi static) to the failure or unacceptable deformation. During the test, lateral displacement at mid point and longitudinal displacement of extreme fiber on compressive and tensile side of the specimen were measured. The measured data were analysed and compared with calculated results for the equivalent member without inserted corrugated steel tube. The comparison shows that the flexural strength and ductility of hollow section reinforced concrete members can be improved by inserting corrugated steel tubes inside.

**Key words** : circular hollow section, corrugated steel tube, 3 point bending test, flexural strength, ductility

요 지

파형강관을 삽입하여 보강된 중공원형단면의 역학적 거동을 연구하기 위하여 직경 50cm, 길이 340cm의 시험체를 제작하였고, 3점 휨시험을 수행하였다. 하중재하는 파괴 또는 최대한변형이 발생할 때까지 느리게 증가시켰다. 시험하는 동안에 시험체 중앙의 횡방향 변위와 인장측과 압축측의 종방향 변위를 측정하였다. 측정데이터를 분석한 결과를 파형강관이 삽입되지 않은 등가단면에 대한 해석결과와 비교하였다. 비교결과, 중공 철근콘크리트 부재의 휨강성과 연성이 파형강관을 내부에 삽입함으로써 크게 향상시킬 수 있는 것으로 나타났다.

**핵심용어** : 중공원형단면, 파형강관, 3점휨시험, 휨강도, 연성

\* 정희원, 경기대학교 토목·환경공학부 교수

\*\* 정희원, 경기대학교 박사과정

## 1. 서 론

교각 기둥은 수직 하중뿐만 아니라 횡하중, 그리고 휨모멘트 등에 대해서도 저항할 수 있도록 설계된다.<sup>[2]</sup> 특히 내진설계의 중요성이 부각되면서 상대적으로 더 큰 휨모멘트와 횡변위를 수용할 수 있는 교각의 설계가 요구되고 있다. 큰 휨모멘트에 견딜 수 있는 교각의 설계는 경우에 따라서 내부가 비어있는 중공 단면 철근콘크리트 기둥이 유리할 것으로 판단된다.

내진설계를 할 경우 철근콘크리트 기둥은 휨모멘트에 대한 연성 능력을 증가시키기 위해 나선철근 또는 띠철근 등의 횡구속 철근의 배치 개선과 사용량 증가를 통하여 압축에 의한 콘크리트의 파괴를 지연시키고 있다. 그러나 중공단면을 사용할 경우 단면 내측에서 이와 같은 방법을 적용하여 콘크리트의 압괴를 지연시키는 효과를 기대하기는 어렵다.<sup>[16]</sup> 또한 기둥 콘크리트의 타설을 위한 내부 거푸집이 추가로 요구되어 공사비가 증가되는 문제점이 있다. 파형강관을 내부에 삽입한 중공단면 원형 철근콘크리트 부재는 콘크리트 타설시 파형강관을 내부거푸집으로 사용할 수 있고, 부재가 완성된 후에는 파형강관의 아치효과로 인해 단면 내측에서 콘크리트의 압괴를 지연시키는 효과를 볼 수 있을 것으로 예상된다.<sup>[8][10][16]</sup>

철근콘크리트 부재의 연성을 개선시키기 위해 중공단면의 내부에 강관을 삽입하여 실험적으로 검토한 논문이 발표된 바 있다.<sup>[1][6]</sup> 그러나 아직까지 중공단면의 내부에 삽입된 파형 강관의 역학적 효과에 대해서는 실험, 또는 이론적 모델로 연구된 바 없다. 따라서 이 연구에서는 실험적 방법으로 파형 강관을 삽입한 중공단면 철근콘크리트 부재의 역학적 거동을 조사·분석하고 그 효율성을 살펴보고자 한다.

파형 강관을 삽입한 철근콘크리트 원형 중공 단면 부재 시험체를 제작하여 3점 휨시험을 수행하였다. 교각은 축력과 휨모멘트를 동시에 받지만 여기서는 부재의 연성능력에 중점을 두고 휨모멘트와 횡변위의 관계를 조사하기 위해 축력을 가하지 않고 시험이 비교적 간단한 3점 휨시험을 선택한 것이다. 하중은 정적으로 점차 증가시키며 재하하였다. 하중에 따른 부재 중앙점의 변형량과 휨모멘트에 대한 부재의 곡률을 측정하며, 콘크리트 균열의

진행과 파괴 형태를 관찰하였다. 시험을 통해 얻은 하중-처짐, 휨모멘트-곡률 관계를 단순한 해석적 모델에 의한 결과와 비교하여 파형 강관 사용에 의한 효과를 분석하였다.

## 2. 시험체 설계 및 제작

### 2.1 시험체 제원

실험실 공간과 시험장비의 용량, 그리고 작업 환경을 고려하여 시험체의 크기를 Fig. 1과 같이 하였다. 시험체의 몸체부 직경은 50cm로 하였고, 지점부와 하중 재하부를 포함한 전체 길이는 340cm로 하였다. 시험체 내측에는 내경 300mm, 길이 310cm인 파형 강관을 삽입하였다. 지점부와 중앙의 하중 재하부는 집중되는 하중에 의해 시험체가 파괴되지 않도록 시험체 길이방향으로 각각 30cm 구간을 한변이 70cm인 정사각형 단면이 되도록 하였다.

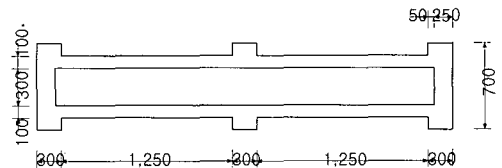
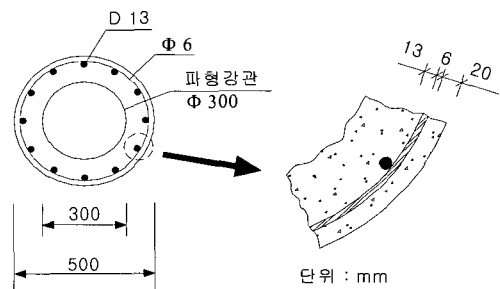


Fig. 1 시험체 일반도

### 2.2 철근 배근



◎ 사용재료

- 주철근 : D13, SD 35
- 나선철근 : Φ6, S = 5cm
- Con'c :  $f_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$
- 파형강관 : Φ300,  $t = 1.6\text{mm}$

Fig. 2 시험체 제원

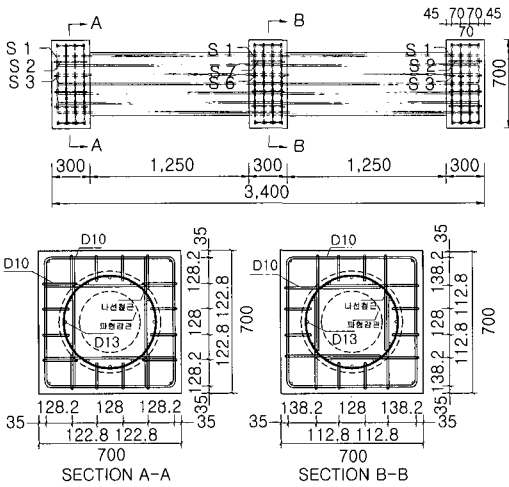


Fig. 3 파형강관 및 철근 상세도

축방향의 주철근은 D13 철근 12개를 원주방향으로 등간격 배근하였다. 시험체 총 단면적에 대한 주철근의 비는 1.3%이다. 나선철근은 시험체 단면의 크기와 제작시 시공성 등을 고려하여 지름이 6mm인 철선을 사용하였고, 나선철근의 배치 간격은 5cm로 하였다. 콘크리트의 피복두께는 2cm로 하였다. 심부의 콘크리트 단면에 대한 나선철근의 비는 약1.0%이다.<sup>[4][15]</sup>

### 2.3 파형 강관

파형강관은 일반구조용 압연강재(KS D 3503) 원형 1S형, 공칭직경 300mm를 사용하였다. 단면의 형상은 Fig. 4와 같고 단면 치수와 단면 특성값은 Table 1과 Table 2에 나타내었다.

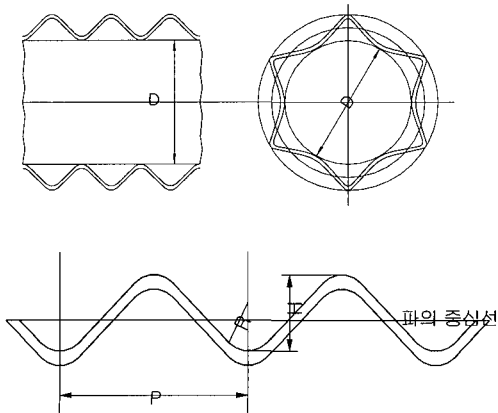


Fig. 4 파형강관 형상

Table 1. 파형강관 단면 치수

기호	치수			
	호칭지름 D(mm)	파의 피치 P(mm)	파의 깊이 H(mm)	파의 굽힘 반지름 R(mm)
SCP 1RS	300	68.0	13.0	17.5

Table 2. 파형강관 단면특성

강판 두께 (t) [mm]	단면적 [cm <sup>2</sup> /m]	접선장 [cm]	단면2차 모멘트 [cm <sup>4</sup> /m]	단면 계수 [cm <sup>3</sup> /m]	회전 반경 [cm]
1.6	17.278	1.96	3.28	4.5807	0.4354

Table 3. 시험체 물성치 및 철근비

콘크리트 설계강도 (kgf/cm <sup>2</sup> )	파형강관 항복강도 (kgf/cm <sup>2</sup> )	주철근 항복강도 (kgf/cm <sup>2</sup> )	나선철근 항복강도 (kgf/cm <sup>2</sup> )	주 철근비 (%)	나선 철근비 (%)
240	2,100	3,500	4,000	1.29	0.96

### 2.4 재료의 물성치

#### 2.4.1 콘크리트

시험체 제작에 사용된 콘크리트의 배합은 Table 4와 같은 배합조건으로 Table 5와 같이 중량배합하였다.<sup>[3][5]</sup>

원주형 공시체(φ10×20cm)를 제작하여 KS F 2403과 KS F 2405의 규정에 따라 100tonf 용량의 U.T.M을 사용하여 콘크리트 압축강도시험을 수행하였다. 시험결과 28일 콘크리트 압축강도는 평균 285kgf/cm<sup>2</sup>로 나타났다.

Table 4. 배합조건

fck (kgf/cm <sup>2</sup> )	W/C (%)	굵은골재 최대치수 (mm)	조립물	
			잔골재	굵은 골재
240	47.7	13	2.9	6.4

Table 5. 콘크리트 배합비

굵은골재 최대치수 (mm)	슬럼프 범위 (cm)	공기량 범위 (%)	물- 시멘트비 (%)	잔 골재 율 (%)	단위량 (kgf/m <sup>3</sup> )		
					물	시멘트	굵은골재
13	10	5	50	44.5	222	444	731.4 929.7

Table 6. 재령 28일 압축강도

공 시 체	fck(kgf/cm <sup>2</sup> )
1	292.68
2	270.83
3	291.43
평 균	284.98

### 2.4.2 철근

철근의 인장실험은 KS B 0802의 규정에 따라 실험하였다.<sup>[3][5]</sup> 주철근에 대한 인장실험 결과는 Table 7과 같으며 항복강도의 평균값은 3,540kgf/cm<sup>2</sup>인 것으로 나타났다.

Table 7. 주철근 인장강도

철근시편	fy(kgf/cm <sup>2</sup> )
1	3,854
2	3,268
3	3,503
평 균	3,542

### 2.5 시험체 제작

축방향 주철근을 조립한 후 내측에 파형강관을 삽입하고 양 끝에서 고정시켰다. 파형강관의 양 끝은 콘크리트가 강관 내부로 흘러 들어가지 못하도록 얇은 원형의 강판을 용접하여 봉한 것이다. 조립된 주철근 위로 나선철근을 조립하여 고정시켰다. 지점부와 하중 재하점의 보강 철근은 미리 가공하여 거푸집 조립과 더불어 조립할 수 있도록 하였다. 거푸집은 시험체의 길이방향으로 세워서 콘크리트를 타설할 수 있도록 목재와 PVC관을 사용하여 제작하였다. 간격재를 사용하여 피복 두께를 유지할 수 있도록 하였다. 콘크리트를 타설할 때에는 전기 진동봉을 사용하여 콘크리트 다짐을 충분

히 하였다. 양생이 이루어진 다음 거푸집을 제거하고 시험체의 외관을 살펴본 결과 구조체로서 문제가 되는 결함은 없는 것으로 나타났다.



Fig. 5 시험체 완성

### 3. 시험수행 및 계측

계측기는 변위 측정기와 변형률 측정기를 사용하였다. 변위측정을 위한 계측기 설치 위치는 Fig. 6과 같다. 시험체의 하중 재하점에서 뒤틀림을 측정할 수 있도록 시험체 중앙 하중 재하점 반대쪽에 LVDT를 설치하였다. 휨모멘트에 의한 곡률 측정을 위한 변위는 시험체 중간 부분에 시험체 축에 수직방향으로 돌출한 강판을 25cm 간격으로 부착하였고, 부착한 강판 사이에 다이얼 게이지를 설치하여 강판 간격의 변화를 시험체의 축과 평행인 방향으로 측정하였다. 강판은 T형으로 만들어서 각각 인장 및 압축 연단에, 중앙 보강부 양쪽으로 각각 2개소씩 측정할 수 있도록 에폭시를 사용하여 부착시켰다. 변형률의 측정은 콘크리트 타설전에 축방향의 주철근에 부착시켜둔 스트레인 게이지를 사용하였다. 변형률 측정 결과는 노이즈가 많고 손상되어 작동이 비정상적인 것이 많으며, 일부 측정자료가 손실되어서 분석용 자료로서는 신뢰성이 떨어지므로 여기서는 더 이상 다루지 않았다.

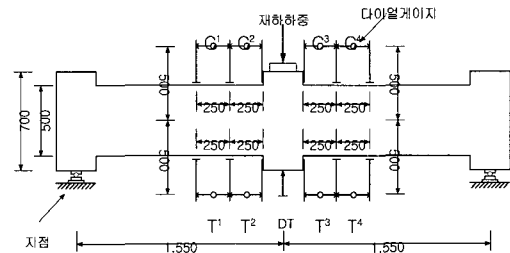
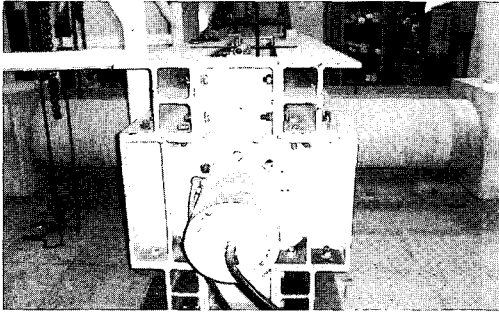


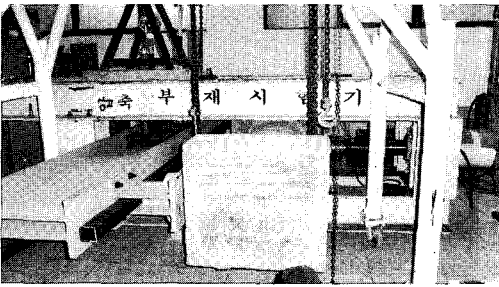
Fig. 6 하중 재하 및 계측기 설치도

하중 재하는 하중계를 하중 재하점에 직접 설치하고, 하중 재하가 거의 정적인 상태가 되도록 천

천히 증가시켰다. 약 2tonf 증가할 때마다 약 2분 내에서 변위값이 어느 정도 안정된 후 계측값을 읽었다. 하중이 최대값에 가까이 도달한 후에는 중앙의 횡변위값을 기준으로 계측값을 읽는 간격을 조정하였다.



(a) 정면



(b) 측면

Fig. 7 Setting한 시험체

#### 4. 시험결과

##### 4.1 시험체의 균열 및 파괴

초기 휨균열은 하중이 약 5~10tonf에서 발생하였다. 중앙보강부 양쪽으로 20~40cm 구간에서 주로 발생하였다. 대략 20tonf에서 하중 증가에 비하여 변위의 증가가 훨씬 커지기 시작하였다. 25tonf에서는 균열의 폭이 2~3mm 정도로 넓어졌다. 재하 하중 30tonf 이후에는 하중의 증가가 거의 없이도 변형이 급격히 진행되었고, 중앙점의 횡변위도 100mm 이상으로 증가하여 Fig. 10과 같이 시험체의 변형된 형상을 육안으로 뚜렷하게 알아 볼 수 있을 정도가 되었고 압축부의 피복박리현상이 두드러지게 나타나기 시작했다. 최대하중에 접근한 후에는 하중의 감소가 거의 없는 상태에서 상당한 크기의 변형이 유발되는 완전소성 거동형태를 보였

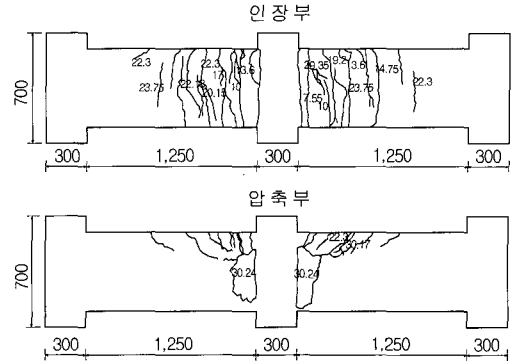
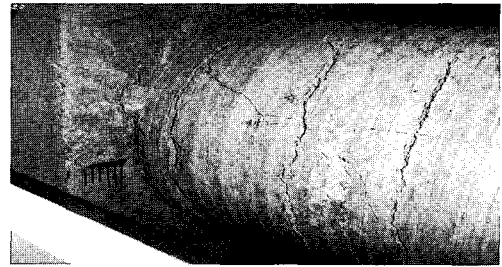
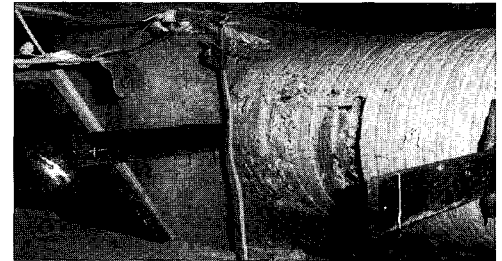


Fig. 8 시험체 균열도



(a) 인장부



(b) 압축부

Fig. 9 재하완료후 시험체

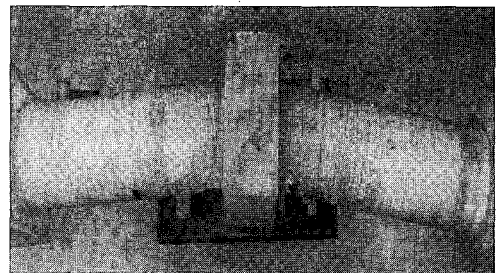


Fig. 10 시험체 휨파괴 전경

다. 압축측 철근의 국부좌굴은 최대하중 작용시에 발생하였으며 Fig. 11와 같다.



Fig. 11 압축부 국부좌굴

#### 4.2 중앙점 변위

초기 5tonf까지는 균열이 거의 발생하지 않은 상태로 휨강성이 크고 이후에는 균열이 발생하면서 휨강성이 갑자기 감소한 것을 볼 수 있다. 최대하중의 75%에 해당하는 26 tonf까지는 비교적 선형에 가까운 거동을 보이고 있다. 이후에는 적은 하중의 증가에도 급격하게 변형량이 증대됨을 알 수 있다. 최대하중 34.7tonf 이후에는 하중이 감소하지만 변위는 계속 증가하는 경향을 보였다.

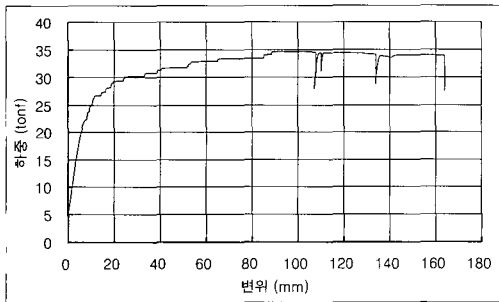


Fig. 12 하중-중앙점 변위

항복변위를 최대하중의 75% 되는 하중작용시의 변위라고 하면 최대변위에 대한 항복변위의 비인 변위연성계수는 15로 계산되었다.<sup>[1][6][8][9][11][12][13][14]</sup>

#### 4.3 종방향 변위 측정값

초기 10tonf까지는 인장측과 압축측 모두 하중-변위곡선이 비슷한 경향을 보인다. 내측 인장부 T2, T3(Fig. 6 참조)는 20tonf 이후, 내측 압축부 C2, C3는 25 tonf 이후에 변위가 급격하게 증대됨을 알 수 있다. 외측 인장부 T1, T4는 25tonf까지 선형적인 하중-변위 곡선을 보이다가 이후 하중증가에 따른 변위증가율이 증가한 반면 외측 압축부 C1, C4

는 인장부 외측에 비해 하중증가에 따른 변위 증가율이 작았다. 압축부와 인장측 모두 내측이 외측보다 변위가 더 커지는 경향을 보이는데, 이는 시험체 중앙점으로 갈수록 처짐과 휨모멘트(M) 값이 커짐에 따라 변위가 더욱 늘어난 것으로 보인다.

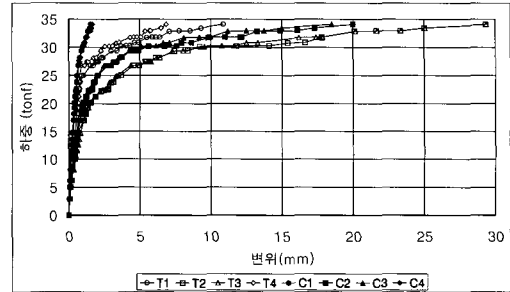


Fig. 13 하중-종방향 변위

#### 4.4 파형강관 변위

실험완료 후 시험체를 절단하여 파형강관과 콘크리트 단면의 변형된 형상과 손상된 상태를 조사하였다. 콘크리트 압축부 내측에서 파형강관의 국부좌굴 현상은 발견되지 않았고, 이 부분의 콘크리트도 압축에 의한 파괴가 일어나지 않은 것으로 나타났다. 파형강관은 콘크리트와 일체로 거동하였음을 알 수 있었다.

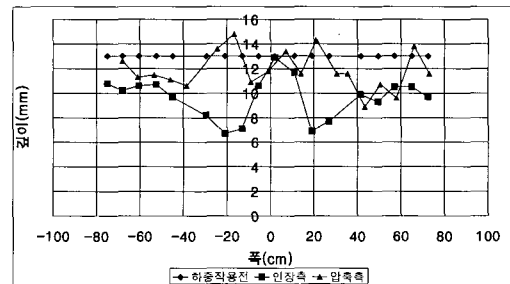


Fig. 14 파형강관 골깊이 변위

파형강관의 변형된 상태를 조사하기 위해 시험체의 내측에서 측정된 파형의 골 깊이는 Fig. 14와 같다. 인장응력이 가장 크게 작용하여 콘크리트 단면이 많이 파괴된 시험체 중앙점에서 양쪽으로 10cm~30cm 구간은 파형의 골 깊이가 약 30%까지 감소한 것으로 나타났다. 반대로 이 구간에서 휨 압축응력이 발생하는 쪽은 파형의 골 깊이가 증가하였다. 시험체의 중앙점에서 50cm 이상 떨어진

곳에서는 압축과 인장 측에서 모두 파형의 골 깊이가 약 10mm~11mm로 원래 파형강관의 형상과 거의 비슷한 것으로 측정되었다.

### 5. 모멘트-곡률 분석

하중의 증가에 따른 시험체의 곡률은 Fig. 15과 같이 시험체에 수직으로 강관을 접촉시키고 강관 사이의 거리 변화를 다이얼 게이지로 측정하여 구했다. 변위 측정 범위의 평균적인 곡률 값을 측정한 종방향 변위 값으로부터 다음과 같은 식을 이용하여 구할 수 있다.

$$x = \frac{1}{R} = \frac{\theta}{b} \quad (1)$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\Delta_c + \Delta_t}{h} \approx \frac{\Delta_c + \Delta_t}{h} \quad (1.a)$$

$$\therefore x = \frac{\Delta_c + \Delta_t}{h \cdot b} \quad (2)$$

여기서

$x$  : 곡률

$R$  : 곡률반경

$\Delta_c, \Delta_t$  : 압축 및 인장 변위 절대값

$h$  : 압축과 인장 변위 계측점 사이의 거리

$b$  : 변위 측정 범위의 길이

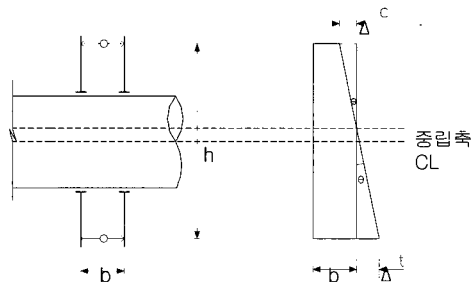


Fig. 15 종방향 변위

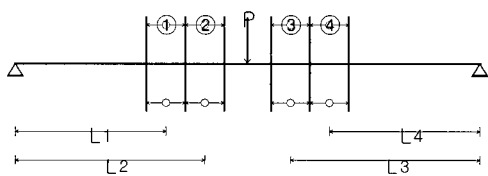


Fig. 16 모멘트 측정위치

계산된 곡률에 상응하는 휨모멘트의 값은 종방향 변위를 측정된 범위의 중앙점을 기준으로 구한 값을 사용하였다. 편의상 좌측에서 우측으로 이 중앙점의 위치를 ①~④라고 하고 이점에서의 휨모멘트를  $M_1, M_2, M_3, M_4$ 라 표시하였다. 이들 모멘트의 값은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$M = \frac{PL_i}{2} \quad (3)$$

여기서

$L_i$  : 가까운 지점으로부터  $i$ 번째 변위측정 범위의 중앙점까지의 거리

$$L_1 = L_4 = 1.275\text{m}, \quad L_2 = L_3 = 1.025\text{m}$$

이상과 같이 시험에서 측정된 결과로부터 구한 휨모멘트-곡률의 관계는 Fig. 17과 같다. 파형강관의 삼입효과를 평가하기 위하여 다음과 같이 해석적인 방법으로 휨모멘트-곡률 관계를 구하여 비교하였다.

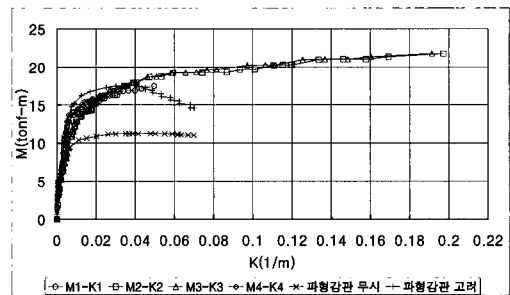


Fig. 17 휨모멘트 - 곡률

해석에서는 부재 축방향의 응력-변형률 관계와 단면에서 선형의 변형률 분포와 힘의 평형조건이 만족되도록 하여 휨모멘트와 곡률과의 관계를 구하였다. 나선철근이나 강관 등에 의한 횡방향 구속의 영향, 콘크리트와 철근 또는 강관과의 부착에 의한 tension-stiffening 효과는 고려되지 않았다. 콘크리트에 대한 응력-변형률 관계는 CEB FIP Model Code를 적용하였다.<sup>[7]</sup> 시험체의 단면이 원형이므로 높이를 1cm의 등간격으로 나누었으며, 나누어진 각 부분을 동일한 면적의 직사각형으로 환산하여 계산하였다. 파형강관을 완전히 무시한 경우와 파형강관을 동일한 부피의 원형강관으로 환산하여 고려한

경우에 대해서 각각 휨모멘트-곡률 관계를 구하였다. 이 때 강관의 항복강도는 KS B 0802규격을 참조하여  $2,100\text{kgf/cm}^2$ 를 사용하였다.

파형강관을 고려하지 않은 경우는 곡률  $0.0478/\text{m}$ 에서 최대휨모멘트  $11.28\text{ tonf}\cdot\text{m}$ 에 도달하였으며, 파형강관을 고려한 경우는 곡률  $0.037/\text{m}$ 에서 휨모멘트 최대값이  $17.6\text{tonf}\cdot\text{m}$ 인 것으로 계산되었다. 시험 측정값으로부터 구한 휨모멘트-곡률 관계를 분석한 결과를 위의 두 해석치와 비교해 보면 초기의 휨강성은 비슷하나, 최대 휨모멘트와 곡률은 훨씬 큰 것으로 나타났다. 최대 휨모멘트 작용 시 시험체의 변형이 너무 커져서 이때의 곡률을 구하기 위한 중방향의 변위값을 측정하지 못했다. 측정으로 구한 곡률의 최대값  $0.0197/\text{m}$ 을 최대 휨모멘트에서의 곡률로 간주하고 파형강관을 고려하여 해석한 경우와 비교하여도 2.5배 이상인 것으로 나타났다. 또한 이때의 휨모멘트는  $21.73\text{tonf}\cdot\text{m}$ 로 파형강관을 고려하여 해석한 경우의 최대 휨강도의 123%인 것으로 나타났다. 파형강관을 고려하여 해석한 경우의 항복곡률을 최대휨모멘트의 75%일 때의 곡률이라고 가정하고 최대곡률에 대한 항복곡률의 비인 곡률연성계수를 구하면 12.9이다. 시험의 경우 항복곡률을 곡선의 기울기가 갑자기 변화한 위치의 곡률값  $0.0012/\text{m}$ 로 간주하고, 곡률연성계수를 계산하면 16.5이다.

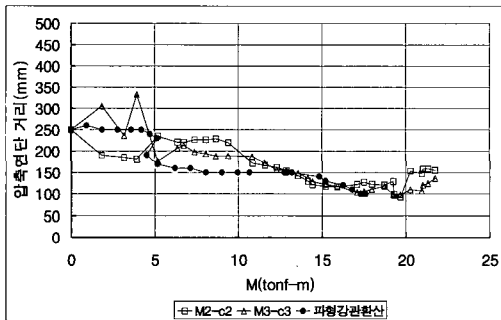


Fig. 18 휨모멘트에 따른 중립축 위치

휨모멘트 증가에 따른 압축연단에서 중립축까지의 거리는 Fig. 18과 같다. 시험체 계측점 ②와 ③에서의 중립축 위치는 초기에 서로 상당한 차이를 보이고 있다. 이것은 작은 휨모멘트의 값에 비하여 계측오차가 상대적으로 크고, 위치에 따라 균열이 다르게 발생하여 계측값으로부터 중립축 위치를 추

정하는 데는 한계가 있었을 것으로 사료된다. 초기 균열이 발생한 휨모멘트  $5\text{tonf}\cdot\text{m}$  이후에는 시험체 양쪽 계측점에서의 중립축 위치가 거의 비슷하게 나타났다. 중립축의 위치는 휨모멘트가 계속 증가함에 따라 압축연단 쪽으로 이동하는 경향을 보인다. 이와 같은 경향은 압축연단의 콘크리트 단면에 압축파괴가 일어나면서 다시 중립축이 약간 인장연단 쪽으로 이동하는 최대 휨모멘트 부근까지 지속된다.

파형강관을 고려하여 해석한 경우는 콘크리트에 초기의 균열이 발생하는 휨모멘트  $4.72\text{ tonf}\cdot\text{m}$ 에서 급격하게 중립축이 압축연단 쪽으로 이동하고 이후에도 약간 압축연단으로 접근하는 경향을 보이면서  $12\text{ tonf}\cdot\text{m}$  부근부터는 시험의 계측값으로 구한 중립축의 위치와 거의 일치하고 있다.

## 6. 결론

파형강관을 삽입한 원형 중공단면 철근콘크리트 부재의 거동을 연구하기 위하여 시험체를 제작하고 3점 휨시험을 수행하였다. 조사하고 계측한 값을 분석·고찰한 결과는 다음과 같다.

1. 파형강관의 국부좌굴과 파형강관이 지지하고 있는 부분에서의 압축에 의한 콘크리트의 파괴는 일어나지 않았다.
2. 계측한 하중-변위 곡선에서 최대하중에 접근한 후 상당한 범위의 변위 구간에서 하중의 감소가 거의 없는 상태로 완전소성 거동형태를 보이고 있어 파형강관을 삽입한 원형 중공단면의 부재가 높은 연성능력을 가지고 있는 것으로 나타났다.
3. 시험의 계측 자료로 구한 휨모멘트-곡률 관계는 파형강관을 고려한 해석의 경우와 비교하여 초기의 휨강성은 비슷하나, 휨모멘트의 최대값과 이 때의 곡률은 각각 123%, 281% 더 큰 것으로 나타났다.

파형강관을 삽입한 원형 중공단면 철근콘크리트 부재의 실용화를 위해서는 추후 횡구속 효과 등을 고려한 정밀한 해석 모델의 개발, 다양한 단면과 하중조건에 대한 실험적 연구가 있어야 할 것으로 사료된다.



## 7. 감사의 글

본 연구는 2001~2002년도 (주)청석엔지니어링 학술연구비 지원에 의하여 수행되었으며 이에 감사드립니다.

## 참고 문헌

- 1) 김도연, “강관 보강 원형 R.C 기둥의 연성 거동 특성”, 석사학위논문, 고려대학교, 2000.
- 2) 도로교설계기준, 건설교통부, 2000.
- 3) 문한영, “건설재료학”, 동명사, 2000.
- 4) 변동균 외 2 “철근 콘크리트”, 동명사, 1998.
- 5) 콘크리트표준시방서, 대한토목학회, 1996
- 6) 한승룡, “강관 코아 합성 중공 기둥의 연성 거동 연구”, 석사학위논문, 고려대학교 2002.
- 7) “CEB-FIP Model Code 90”, pp. 87~112 Thomas Telford,
- 8) Mander, J. B., Priestly, M. J. N., and Park, R., “Observed Stress - Strain Behavior of Confined Concrete”, Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 114, No. 8, Aug. 1988, pp. 1827-1849
- 9) M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi, 1995, “Seismic Design and Retrofit of Bridges”, JOHN WILEY & SONS, INC.
- 10) J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, 1988, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol 114, Number 7-9, 1804-1826
- 11) Priestley, M. J. N., and Park, R.(1987), Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns under Seismic Loading. ACI Structural Journal, Vol. 84, No. 1 pp. 61 ~76.
- 12) R.Park “Ductility Evaluation From Laboratory and Analytical Testing” Proceeding of Ninth World Conference on Earthquake Engineering August. 1988, Tokyo, Japan. Vol.8
- 13) Sakai, K., and Sheikhj, S.A.(1989), What Do We Know about Confinement in Reinforced Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions. ACI Structural Journal, Proceedings, Vol. 86, No. 2, pp. 192 ~ 207.
- 14) T. Pauley, M. J. N. Priestley, 1992, “Seismic Design of Reinforced concrete and Masonry Building”, JOHN WILEY & SONS, INC.
- 15) Wang & Salmon, “REINFORCED CONCRETE DESIGN”, ADDISON WESLEY, 1998.
- 16) Zahn, F. A., Park, R. and Priestley, M. J. N., “Flexural Strenth and Ductility of Circular Hollow Reinforced Concrete Columns without Confinement on Inside Face”, ACI Structural Journal, V. 87, No. 2 Mar-Apr. 1990, pp. 156-166.