

고강도 콘크리트를 사용한 플랫 플레이트 구조의 기둥·슬래브 접합부 구조성능

Structural Performance of Column-Slab Connection in Flat Plate System Using High Strength Concrete

김 형 기*
Kim Hyong-Kee

Abstract

The reinforced concrete flat plate system provides architectural flexibility, clear space, reduced building height, simple formwork, which consequently enhance constructibility. One of the serious problem in the flat plate system is brittle punching shear failure due to transfer of shear force and unbalanced moments in column-slab connection. Since the use of high strength concrete recently has become in practice for reinforced concrete structures, it is highly desired to establish the structural design method for flat plate construction using high strength concrete. In this paper, interior column-slab connection constructed with high strength concrete were tested under lateral and gravity loads to evaluate their strength and behavior. The test parameters were slab reinforcement ratio and the gravity load levels.

요 지

플랫 플레이트 구조에서 고강도 콘크리트를 사용함에 따라서 접합부의 전단강도와 같은 구조성능을 향상 시켜서 플랫 플레이트 구조의 단점을 보완하여 장점을 극대화시킬 수 있다고 판단된다. 이에 본 논문에서는 70MPa급 고강도 콘크리트를 사용한 플랫 플레이트 구조의 기둥·슬래브 접합부 실험체를 제작한 후에 수직 하중과 수평하중의 조합하중을 가력하여 플랫 플레이트 구조의 기둥·슬래브 접합부에 대한 전단강도를 비롯한 주요한 구조성능을 평가하고자 한다. 본 연구에서의 실험변수는 슬래브의 철근비와 슬래브에 작용하는 수직하중의 비율로 하였다.

Keywords : Column-Slab Connection, High Strength Concrete, Shear Strength

핵심 용어 : 기둥·슬래브 접합부, 고강도 콘크리트, 전단내력

* 정희원, 삼척대학교 건축공학과 조교수

E-mail : hyongkee@samcheok.ac.kr 033-570-6521

• 본 논문에 대한 토의를 2006년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 2006년 5월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

1. 서 론

플랫 플레이트 구조는 보가 없으므로 건물의 층고를 줄일 수가 있고 철근, 거푸집 공사를 간편하게 하며 보나 설비배관의 제약이 적기 때문에 건물의 평면계획이 자유롭고 슬래브가 두꺼워져서 차음성과 내화성이 우수한 장점을 가지고 있다. 반면에 본 구조는 기둥과 슬래브 접합부의 단면적이 적기 때문에 특히 수평하중이 작용하는 경우에는 이 부분에서 취성적인 이방향 전단파괴가 발생할 가능성이 있어 접합부 설계에 대한 충분한 검토가 필요하다.

한편 근래에 와서 철근콘크리트 건물도 규모가 커지고 고층화가 됨에 따라 고강도 콘크리트의 사용에 대한 요구가 크게 증가하고 있다. 이에 플랫 플레이트 구조에서도 고강도 콘크리트를 사용함에 따라서 접합부의 전단강도와 같은 구조성능을 향상시켜서 본 구조의 단점을 보완하여 장점을 극대화시킬 수 있다고 판단된다.

이에 저자는 고강도 콘크리트를 사용한 플랫 플레이트 구조의 설계방법 확립을 위한 기초자료를 제공하기 위한 일련의 연구로서 70MPa급 고강도 콘크리트를 사용한 플랫 플레이트 구조의 기둥-슬래브 접합부 실험체를 제작한 후에 수직하중과 수평하중의 조합하중을 가력하여 접합부의 전반적인 구조성능을 평가하고자 하였다. 먼저 선행연구로서 기둥-슬래브 접합부의 강성을 중심으로 상기의 실험결과를 상세하게 분석하고, 실험체에 대한 해석을 실시하여 각 기준식에서 제시하고 있는 강성의 평가방법과 비교하였다⁽¹⁾. 본 논문에서는 계속되는 연구로서 상기의 실험결과를 이용하여 기둥-슬래브 접합부의 전단강도와 에너지 소비능력을 비롯한 주요한 구조성능을 평가하고, 슬래브 변형도 분포에 대한 하중단계별 실험결과와 해석결과를 비교분석하여 하중변화에 따른 슬래브 하중 전달과정을 파악하고자 하였다.

2. 실험

2.1 실험체 설계

실험체는 본 연구의 대상 프로토타입 건축물⁽²⁾의 내부

기둥과 슬래브 접합부를 대상으로 한 40% 정도의 축소모형 3개로 Fig. 1과 같이 기둥은 층간의 중앙, 슬래브는 스펀의 중앙을 잘라낸 형상으로 되어 있다. 본 실험의 변수는 슬래브 철근비와 수직하중에 의하여 발생하는 슬래브 위험단면(기둥면에서 슬래브 유효층 d 의 1/2만큼 떨어진 위치)의 평균전단응력도로 Table 1에서 나타내었다. 여기서 설정한 슬래브 배근은 New RC의 50층 건물 설계안⁽²⁾

Table 1 실험 변수⁽¹⁾

실험체명	슬래브 배근			τ_v^{*1} (MPa)
	상단	하단	중간대 (상하단 공통)	
FPS01	D10@150 ^{*2}	D10@300 ^{*3}	D10@300 ^{*3}	0.5
FPS02	D10@150 ^{*2}	D10@300 ^{*3}	D10@300 ^{*3}	1.0
FPS03	D10@80 ^{*4}	D10@80 ^{*4}	D10@160 ^{*5}	0.5

(Note) ^{*1}: τ_v = 수평하중 가력시, 수직하중에 의한 슬래브 위험단면에서의 평균전단응력도
^{*2}: 슬래브의 철근비로 환산하면 0.59%
^{*3}: 슬래브의 철근비로 환산하면 0.30%
^{*4}: 슬래브의 철근비로 환산하면 1.11%
^{*5}: 슬래브의 철근비로 환산하면 0.55%

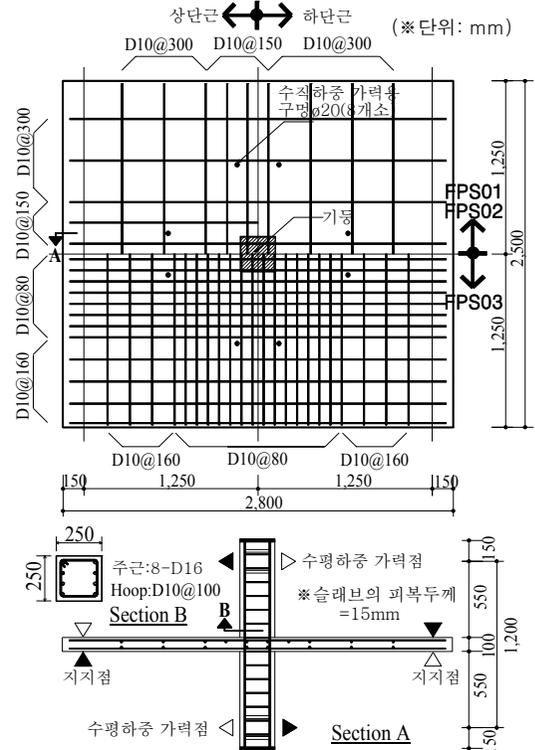


Fig. 1 실험체의 형상과 배근도⁽¹⁾

Table 2 콘크리트의 강도 시험결과⁽¹⁾

압축강도 (MPa)	조깅강도 (MPa)	탄성계수 ($\times 10^4$ MPa)
71.7	4.98	3.90

과 동일하게 배근한 실험체(FPS01, FPS02)와 배근량을 2 배로 한 실험체(FPS03)로 2종류이다.

2.2 실험체 제작

본 연구의 실험체는 콘크리트 설계기준강도를 60MPa로 설정하여 최대치수가 10mm인 조골재를 사용하였고 물시멘트비는 33.5%로 하여 제작하였다. 실험체의 콘크리트는 일체타설로 레디믹스 콘크리트를 사용하여 실내 공기중에서 양생하였고 슬럼프값은 24cm로 나타났다. 본 실험에서 사용한 콘크리트의 강도 시험결과를 Table 2에 나타내었다. 슬래브의 철근은 SD30을 사용하였고 인장강도 시험에 의한 항복강도는 319MPa로 나타났다.

2.3 가력방법

본 연구의 3개 실험체는 수직하중과 수평하중의 조합 하중을 가력하였다. Fig. 2에 본 실험의 수평가력 장치, Fig. 3에 수직가력 장치를 나타내었다. 수평하중을 가하기 전에 실시한 수직하중은 기둥에서 반력을 받고 수직하중 재하시에 슬래브에 발생하는 휨모멘트의 변곡점이 되는 8개소를 2대의 수동 유압 Jack에 의하여 토너먼트 방식으로 가력하였다. 수평하중은 슬래브의 1면을 롤러, 타편을 편으로 지지하게 한 후에 기둥의 상, 하단부에 설치된 Actuator에 의하여 가력하였다.

또한 수평가력은 변위제어로 진행하였고, 수평변위비 0.25%, 0.5%, 1.0%, 2.0%에서 각각 2번씩 정, 부방향으로 반복가력 후에 정방향 가력에 의하여 파괴시키도록 하였다. 실험체의 수직하중은 수평하중을 가하기 전에 서서히 증가시켜서 슬래브 위험단면의 평균전단응력도가 실험체 FPS01, FPS03은 0.5MPa, FPS02는 1.0MPa가 되도록 한 후에 수평가력 중에는 이 하중을 유지하도록 하였다.

2.4 실험 결과

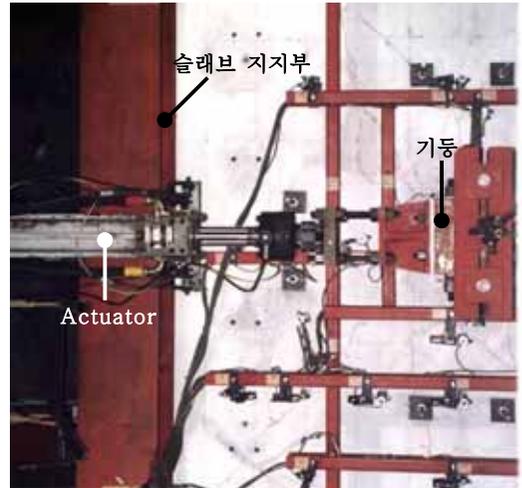


Fig. 2 실험체의 수평가력 장치

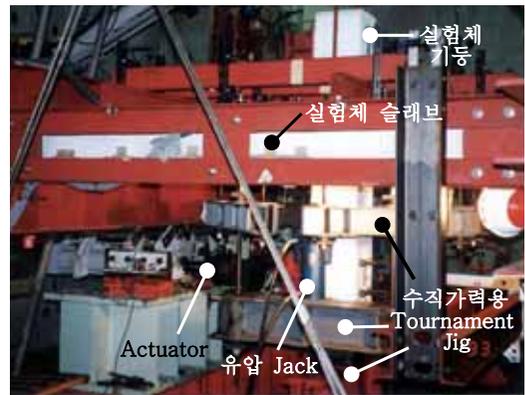


Fig. 3 실험체의 수직가력 장치

3개 실험체의 수평하중과 수평변위 관계를 Fig. 4, 최종 파괴장면을 Fig. 5~Fig. 7에 각각 나타내었다. 실험체 FPS01은 수직하중이 작용하는 동안에는 슬래브에서 균열을 발견하지 못하였고 수평변위비 0.15%에서 슬래브 상부와 수평가력방향에 직교하는 기둥이 만나는 접합부에서 최초의 균열을 발견하였다. 수평변위비가 증가할수록 균열이 증가하였고 수평강성도 점차 낮아지는 경향을 보이면서 수평변위비 0.5%에서 균열이 슬래브 단부까지 진전되면서 기둥 측면의 슬래브에서는 비틀림에 의한 것으로 판단되는 균열이 발생하였다. 그리고 수평변위비 1.0%에서는 슬래브 상하면에 항복선으로 보이는 균열이 나타났고 수평변위비 2.0%에서는 슬래브 상

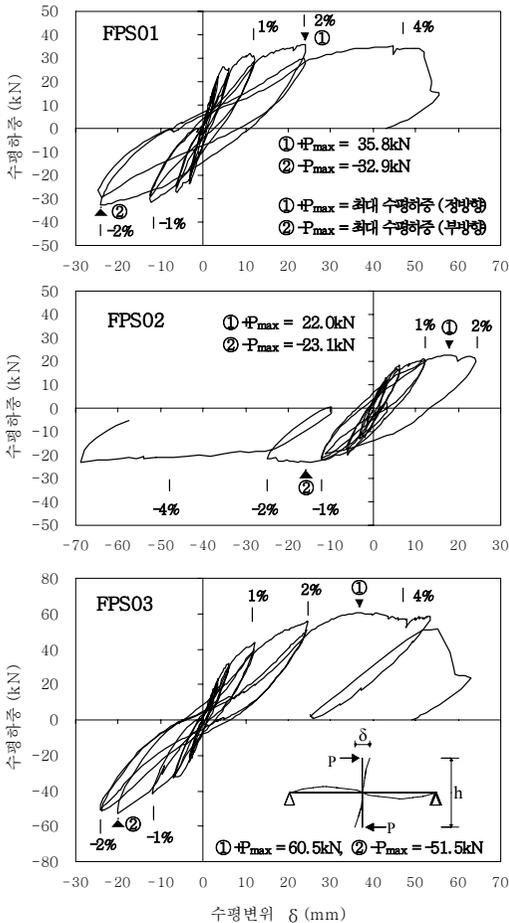


Fig. 4 실험체의 수평하중과 수평변위 관계⁽¹⁾

하면에 뚜렷한 항복선을 형성하면서 최대강도에 도달한 이후에 수평변위비 4.17%에서 기둥과 슬래브 접합부에 전단파괴가 발생하였다. 한편 높은 수직하중이 작용하는 실험체 FPS02는 수직하중 77.6kN($\tau_v=0.8\text{MPa}$)에서 최초의 균열이 슬래브 상부와 기둥의 접합부에서 발견되었고 목표 수직하중 95.6kN($\tau_v=1.0\text{MPa}$)에서는 수평가력방향의 대각선과 직각방향으로 접합부의 균열이 발전하였다. 이어서 수평하중을 가함에 따라 균열이 증가하였고 수평강성도 더욱 낮아지는 경향을 보이면서 수평변위비 -1.45%에서 최대하중에 도달하였다. 슬래브 철근비가 높은 실험체 FPS03도 수직하중이 작용하는 동안에는 슬래브에서

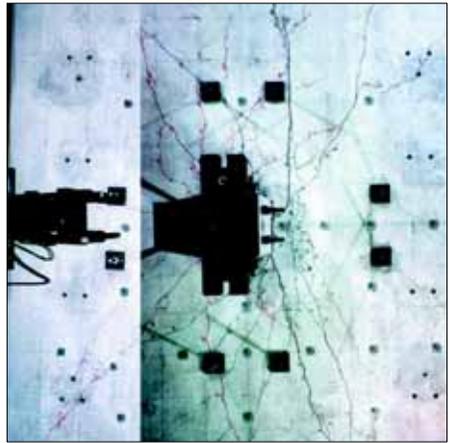


Fig. 5 최종 파괴장면(실험체 FPS01)

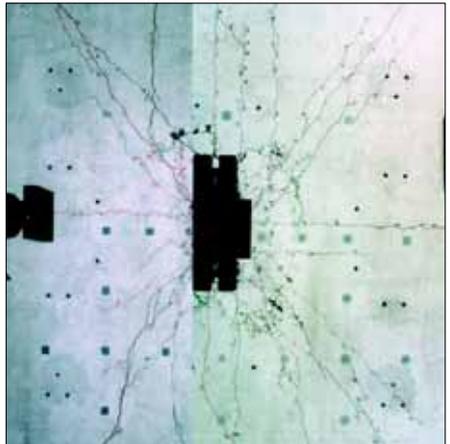


Fig. 6 최종 파괴장면(실험체 FPS02)

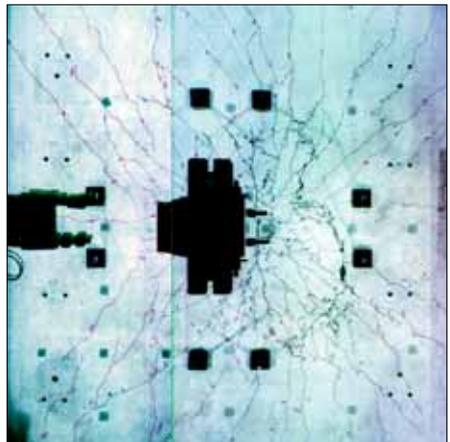


Fig. 7 최종 파괴장면(실험체 FPS03)

균열이 발견되지 않았고 수평변위비 0.16%에서 슬래브 상부와 기둥이 만나는 접합부에서 최초의 균열이 발견되었다. 수평변위비가 증가할수록 균열이 증가하였고 수평강성도 점차 저하하는 경향을 보였고 수평변위비 3.13%에서 최대강도에 도달한 이후에 슬래브 콘크리트의 압괴가 갑자기 발생하면서 수평변위비 4.55%에서 급격히 강도가 저하하여 기둥과 슬래브의 접합부에서 전단파괴가 일어났다. 특히 슬래브 철근비가 높은 실험체 FPS03은 슬래브 철근비가 낮은 실험체 FPS01보다 균열수는 많은 반면에 균열의 폭은 좁은 특징을 보였다.

3. 실험 결과에 대한 검토

여기서는 본 실험의 결과를 전단강도, 에너지 소산능력, 슬래브의 변형도 분포에 대하여 검토하였다.

3.1 전단강도

ACI 기준⁽⁵⁾에서 전단력 V_u 와 불균형 휨모멘트 M_u 가 작용하는 플랫 플레이트 구조의 기둥과 슬래브 접합부에 대한 전단강도 v_u 는 다음과 같이 구한다. 여기서 접합부의 위험단면은 기둥면에서 $d/2$ (d =슬래브의 유효춤)만큼 떨어진 위치로 한다.

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{a M_u}{J_c} \frac{c_1 + d}{2} \quad (1)$$

$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d) \quad (2)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{(c_1 + d)^2 d(c_2 + d)}{2} \quad (3)$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{(c_1 + d)}{(c_2 + d)}}} \quad (4)$$

여기서, c_1 : 기둥의 높이

c_2 : 기둥의 폭

d : 슬래브의 유효춤

여기서 식 (1)을 ACI 기준의 공칭전단응력 v_c 로 나누면 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\frac{v_u}{v_c} = \frac{V_u}{V_o} + \frac{M_u}{M_o} \quad (5)$$

$$v_c = 0.33 \sqrt{f_{ck}} \quad (6)$$

$$V_o = v_c A_c \quad (7)$$

$$M_o = \frac{v_c J_c}{\alpha} \frac{2}{(c_1 + d)} \quad (8)$$

여기서, f_{ck} : 콘크리트의 압축강도

한편 AIJ 기준⁽⁴⁾에서도 상기와 같이 전단력 V_u 와 불균형 휨모멘트 M_u 가 작용하는 기둥과 슬래브 접합부에 대한 전단강도를 식 (5)로 표현할 수 있다. 여기서 ACI 기준과의 차이점은 M_o 를 산정하는 방법이다.

$$M_o = M_f + M_s + M_t \quad (9)$$

$$M_f = 0.9 a_{ot} \sigma_y d (c_2 + d) / s_t + 0.9 a_{ob} \sigma_y d (c_2 + d) / s_b \quad (10)$$

$$M_s = \tau_u (c_1 + d) d (c_2 + d) \quad (11)$$

Table 3 종국강도에 대한 ACI 기준과 AIJ 기준에 의한 비교

실험체	실험값		ACI 기준					AIJ 기준					최종 파괴형식*
	M_u (kNm)	V_u (kN)	M_o (kNm)	M_u/M_o ①	V_o (kN)	V_u/V_o ②	①+②	M_o (kNm)	M_u/M_o ③	V_o (kN)	V_u/V_o ④	③+④	
FPS01	43.0	47.9	75.2	0.57	274.7	0.17	0.74	57.0	0.75	274.7	0.17	0.92	휨파괴
FPS02	27.7	95.6	75.2	0.37	274.7	0.35	0.72	57.0	0.49	274.7	0.35	0.84	휨파괴
FPS03	72.6	47.9	75.2	0.96	274.7	0.17	1.13	64.4	1.13	274.7	0.17	1.30	전단파괴

* : 최종 파괴형식은 실험체가 종국강도에 도달한 시점에서 지배되는 파괴형식

$$\tau_u = 0.33\sqrt{f_{ck}} \quad (12)$$

$$M_t = 2 \tau_{tu} \left(\frac{d^2}{2} \right) (c_1 + d - d/3) \quad (13)$$

$$\tau_{tu} = 6 \tau_u \quad (14)$$

여기서,

a_{ot} : 위험단면안에 있는 슬래브 상단근 1본 단면적

a_{ob} : 위험단면안에 있는 슬래브 하단근 1본 단면적

Q_y : 슬래브 철근의 항복응력

s_t : 위험단면 안에 있는 슬래브 상단근의 간격

s_b : 위험단면 안에 있는 슬래브 하단근의 간격

이상과 같은 2가지 규준에 의한 방법으로 실험체의 종국전단강도를 구하여 실험결과와 비교한 것이 Table 3이다. 표에서 알 수 있는 것처럼 휨과파괴가 발생한 실험체 FPS01과 FPS02는 실험값이 규준에 의한 값보다 작게 나타났고 전단파괴가 발생한 FPS03은 실험값이 규준에서 제시한 전단내력을 상회하는 결과를 보였다. 휨과파괴가 발생한 실험체가 규준에서 제시하는 전단강도보다 작게 나타난 이유는 실험체가 보유한 휨내력이 전단내력보다 낮아서 휨내력에 의하여 실험체의 내력이 결정되었기 때문이다. 그리고 전단파괴된 실험체 FPS03의 전단강도는 ACI 규준보다 13%, AIJ 규준보다 30%를 상회하는 것으로 나타났다. 이것은 ACI, AIJ 규준이 일반 콘크리트에서 전단파괴된 실험체^{(3),(6)-(7)}를 20% 정도 과소평가하는 결과와 비교해 볼 때, 상기의 현행 규준식으로 고강도 콘크리트를 사용한 기둥-슬래브 접합부의 전단강도를 평가해도 무방할 것으로 판단된다.

3.2 에너지 소산능력

Fig. 8에 각 실험체에 대한 누적 에너지 소산량을 나타내었다. 여기서 누적 에너지 소산량은 각 실험체의 수평하중과 수평변위 관계 곡선으로 둘러싼 부분의 면적을 산정하였다. 이 그림에서는 수평변위비 1.0% 이전까지는 슬래브의 배근량, 슬래브의 수직하중 크기에 관계없이 누적 에너지 소산량의 차이가 크게 나타나지 않았다. 수평변위비 1.0% 이후에 수직하중의 비율이 높은 실험체

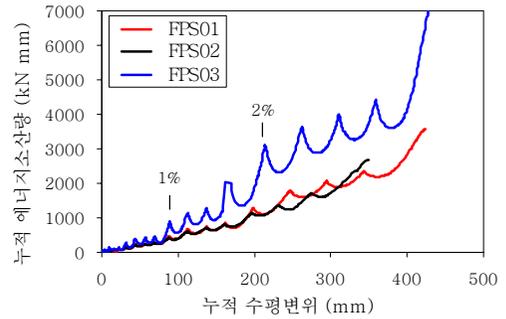


Fig. 8 누적 에너지 소산량의 비교

FPS02의 누적 에너지 소산량은 실험체 FPS01의 90% 정도로 나타났다. 한편 슬래브 철근비가 높은 실험체 FPS03의 누적 에너지 소산량은 수평변위비 1.0%에서 실험체 FPS01의 188%, 수평변위비 2.0%에서 실험체 FPS01의 242%로 나타났다. 이상과 같이 수평변위비 1.0% 이후에서는 수평변위비가 증가할수록 슬래브의 배근량이 많고 슬래브에 작용하는 수직하중의 크기가 작을수록 누적 에너지 소산량이 높게 나타났다. 특히 슬래브에 작용하는 수직하중의 비율보다는 슬래브의 철근비의 영향이 크게 나타났다. 이상의 결과는 동일한 수평변위비에서 슬래브의 배근량이 적고 슬래브에 작용하는 수직하중의 크기가 높을수록 실험체의 소성화가 커짐에 따라서 실험체의 내력 증가율이 낮게 나타났기 때문이다.

3.3 슬래브의 변형도 분포

실험체의 하중변화에 따른 슬래브의 응력 전달과정을 파악하기 위하여 슬래브의 하부 표면 변형도를 측정하였고, 또한 실험체를 대상으로 탄성 유한요소해석을 실시하였다. Fig. 9에 슬래브 하부 표면의 변형도 측정위치를 나타내었다. Fig. 10~Fig. 12에 3개 실험체의 슬래브 하부 표면 변형도 분포에 대하여 하중단계 별로 실험결과와 탄성 유한요소해석 결과를 비교하여 나타내었다. 여기서 탄성 유한요소해석에서 탄성계수는 재료시험 결과를 사용하였고 슬래브 철근을 고려하지 않았다. 해석 프로그램은 범용해석 프로그램인 SAP2000⁽⁸⁾을 사용하였다. 슬래브의 전단면은 등가강성을 갖는 Shell 요소

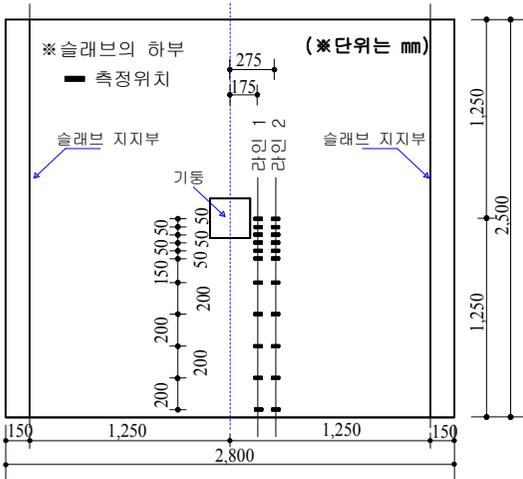


Fig. 9 슬래브 하부 표면의 변형도 측정위치

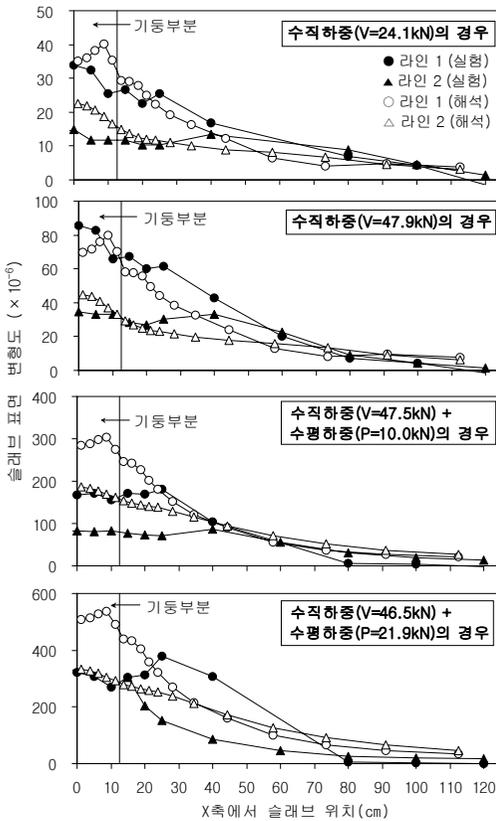


Fig. 10 슬래브 표면의 변형도 분포(실험체 FPS01)

로 하였고 기둥부분은 슬래브 두께의 15배의 두께로 고정하였다. 수직하중은 실험과 동일하게 기둥에서 반력을 받고 슬래브의 수직가력점 8개소에 하향으로 가력하였고 수평하중은 기둥의 중심부에 모멘트를 가하였다.

Fig. 10과 Fig. 11에 나타내고 있는 것처럼 실험체 FPS01과 FPS03에 수직하중만을 가한 단계에서 슬래브 하부 표면의 변형도 분포는 실험치와 해석치가 비교적 일치하였다. 측정위치 라인 1과 2는 기둥 근처의 변형도 실험치는 해석치를 약간 밑돌지만 기둥에서 어느 정도 떨어진 위치부터는 실험치가 해석치를 약간 상회하는 경향을 보였다. 이것은 수직하중만을 가한 상태에서 이미 슬래브와 기둥이 만나는 접합부에서 균열이 발생하여 기둥과 슬래브가 만나는 위치에서의 응력 부담능력이 저하하면서, 슬래브 응력의 재분배가 발생하여 슬래브 대각선과 그 근처에서 응력의 집중이 발생하였기 때

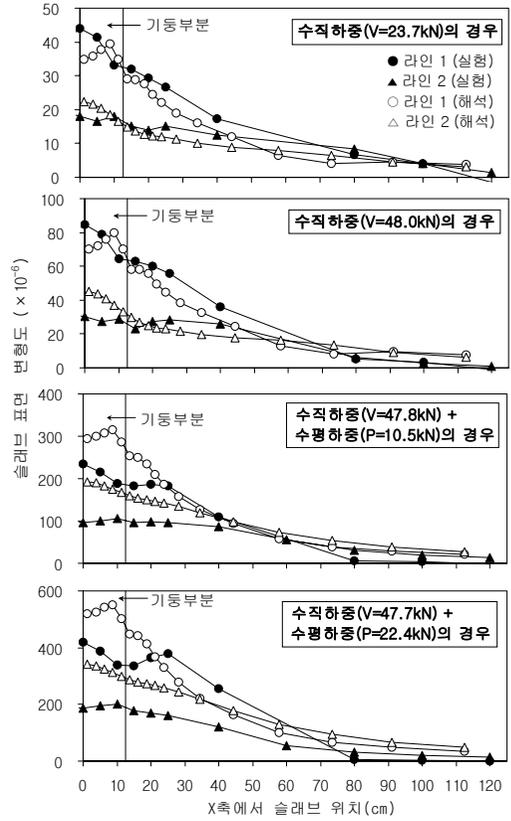


Fig. 11 슬래브 표면의 변형도 분포(실험체 FPS03)

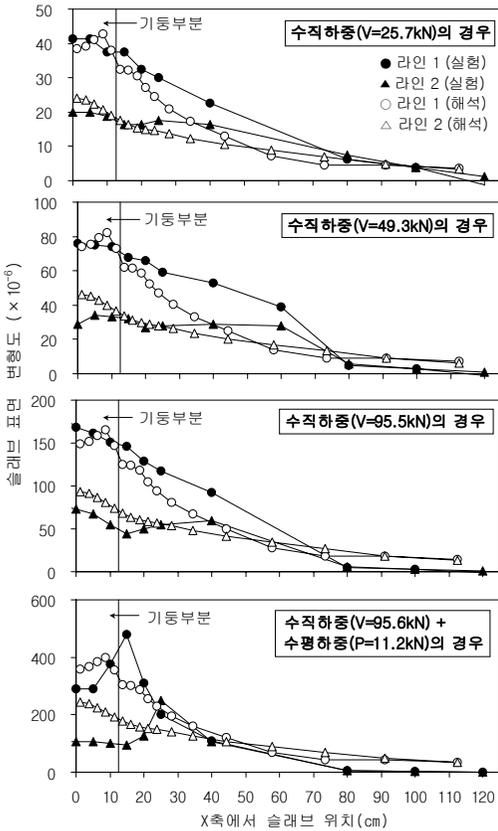


Fig. 12 슬래브 표면의 변형도 분포(실험체 FPS02)

문이다. 그리고 장기 수직하중의 가력 후에 수평하중을 가한 경우를 비교해 보면 실험체 FPS01의 수평하중 $P=10.0\text{kN}$ 인 경우는 라인 1에서는 기둥의 중심에서 25cm 이내, 라인 2에서는 기둥의 중심에서 40cm 이내에서 실험의 슬래브 변형도가 해석치의 1/2 이하까지 밀리는 결과를 보였다. 이것은 수평하중을 가함으로 수직하중만이 작용하는 경우보다 기둥근처의 슬래브에서 균열 확산 등에 의한 슬래브 소성화의 진행으로 이 부분에서의 응력 부담능력이 저하하였다는 것을 의미한다. 또한 수평하중 $P=21.9\text{kN}$ 의 경우는 라인 1에서는 기둥의 중심에서 25cm와 40cm 만큼 떨어진 슬래브 위치에서 실험의 변형도가 크게 나타나면서 해석치를 크게 상회하였다. 이것은 수평하중의 증가에 따라서 기둥 근처의 슬래브에 집중된 응력이 응력 재분배에 의하여 슬래브 자유단으로 향하면서 넓어졌기 때문이다. 수

평하중이 작용하는 경우에 슬래브의 철근량이 많은 실험체 FPS03와 철근량이 적은 실험체 FPS01의 슬래브 표면의 변형도는 유사한 분포를 보였지만, 실험체의 소성화 정도와 지배하는 파괴형식의 차이로 인해서 슬래브의 표면에 작용하는 변형도에서도 수평하중이 증가할수록 다소의 차이가 나타났다.

한편, Fig. 12에 나타내고 있는 것처럼 실험체 FPS02에서 2배의 장기 수직하중만이 작용하는 단계까지는 더 낮은 수직하중이 작용하는 단계와 유사하게 슬래브 하부 표면의 변형도 분포는 실험치와 해석치가 크게 차이가 나타나지 않았다. 그러나 수평하중 $P=11.2\text{kN}$ 의 경우는 슬래브 대각선상이 되는 위치의 슬래브 변형도가 높게 분포하면서 탄성 해석치와는 차이가 나타나기 시작하였다. 이것은 실험체의 소성화 진행에 따라 높은 수직하중의 영향이 나타난 것이라고 판단된다.

4. 결론

본 연구에서는 고강도 콘크리트를 사용한 플랫 플레이트 구조의 합리적인 설계방법 확립을 위한 기초자료를 제공하기 위하여, 70MPa급 고강도 콘크리트를 사용한 플랫 플레이트 구조의 기둥-슬래브 접합부의 실험체를 제작한 후에 수직하중과 수평하중의 조합하중의 가력을 실시하여 접합부의 전단강도를 비롯한 구조성능을 평가하고자 하였다. 본 연구의 결론을 정리하면 다음과 같다.

- 1) 70MPa급 고강도 콘크리트를 사용한 기둥-슬래브 접합부의 전단강도는 현행 규준에 의하여 보통강도 콘크리트를 사용한 경우와 비슷한 정도의 안전측에서 평가되었다.
- 2) 누적 에너지 소산량은 1% 이전의 수평변위가 발생할 때까지는 거의 차이가 없었지만, 그 이후에는 수평변위가 증가할수록 슬래브의 철근량이 많고 슬래브에 작용하는 수직하중의 크기가 작을수록 높게 나타났다.
- 3) 장기 수직하중이 작용하는 단계까지는 슬래브의 철근량에 관계없이 실험에서 슬래브 표면의 변형도 분포는 탄성 유한요소해석의 결과와 비교적 일치하였다.
- 4) 실험에서 슬래브 표면의 변형도 분포는 수평하중이

증가할수록, 단성 유한요소해석의 결과와 차이가 생겼고 슬래브의 철근량과 슬래브에 작용하는 수직하중의 영향이 나타났다.

참고문헌

1. 김형기, 유계준, “고강도 콘크리트를 사용한 플랫 플레이트 구조의 기둥-슬래브 접합부 강성에 관한 연구,” 대한건축학회논문집 구조계 21권 2호, 2005년 2월.
2. (社)建築研究振興協會, “New RC共同研究4 超高層フラットスラブ建築物の開発報告書,” 1993년 3월.
3. 吉崎征二, 狩野芳一, “フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に關する研究(その2 鉛直荷重と水平荷重を受ける接合部の實驗),” 日本建築學會論文報告集, 1980년 6월, pp.31-39.
4. 日本建築學會, “鐵筋コンクリート構造計算規準・同解説” 1991년 4월.
5. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary (ACI 318R-99),” American Concrete Institute, 1999.
6. Austin D. Pan and Jack P. Moehle, “An Experimental Study of Slab-Column Connections,” ACI Structural Journal, November-December 1992, pp 626-638.
7. Ian N. Robertson and Ahmad J. Durrani, “Gravity Load Effect on Seismic Behavior of Interior Slab-Column Connections,” ACI Structural Journal, Jan-Feb 1992, pp 37-45.
8. Computers and Structures, Inc, “SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures,” Analysis Reference Volume 1, 1995.

(접수일자 : 2004년 12월 21일)