

플랫 플레이트 슬래브-외부기둥 접합부의 뚫림전단강도에 대한 기둥 형상비의 영향

Influence of Column Aspect Ratio on the Punching Shear Strength
of Flat Plate Slab-Column Edge Connections

신 성 우* 최 명 신** 김 철***
Shin, Sung-Woo Choi, Myung-Shin Kim, Cheol

Abstract

The aim of this study is to investigate punching shear strength of exterior connections in the flat plate structure with rectangular column. To inspect the effect of column aspect ratios on the punching shear behavior, eight specimens for exterior connection were made and tested. In this experimental program the length of critical perimeter was kept constant, while column aspect ratio varied from 2.0 to 4.5. Two levels of concrete strength and slab reinforcement ratio were also considered. As the column aspect ratio increased, the punching shear strengths are decreased. The decrement of punching shear strength was small in specimens with high aspect ratio of column.

요 지

본 연구는 플랫 플레이트 구조에서 직사각형 외부기둥-슬래브 접합부의 뚫림전단강도에 관한 실험결과에 관하여 다룬다. 직사각형 기둥의 형상비 증가에 따른 뚫림전단거동을 평가하기 위해 위험단면의 길이를 일정한 값이 되도록 기둥 단면크기를 산정하고 총 8개의 실험체를 계획하였다. 두 수준의 콘크리트 압축강도 ($f'_c=24, 40\text{MPa}$)에 대하여 기둥단면의 형상비($\beta_c=C_1/C_2=2.0\sim 4.5$)와 슬래브 철근비가 변수에 포함된다. 실험결과 기둥의 형상비가 증가할수록 뚫림전단강도는 감소하였고 형상비 증가에 따른 뚫림전단강도 감소율은 점차로 작게 나타났다.

Keywords : Flat plate structure, Slab-column connection, Punching shear strength, Column aspect ratio

핵심 용어 : 플랫 플레이트 구조, 슬래브-기둥 접합부, 뚫림전단강도, 기둥 형상비

* 정희원, 한양대학교 건축학부 교수, 공학박사

** 정희원, 한양대학교 대학원 건축공학과 박사수료

*** 정희원, 한양대학교 대학원 건축공학과 석사과정

E-mail : cmshiny@hanyang.ac.kr 031-400-4115

•본 논문에 대한 토의를 2007년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 2007년 5월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

1. 서 론

1.1 연구의 배경

RC 플랫 플레이트 구조는 슬래브를 기둥이 직접 지지하는 구조시스템으로 보가 없는 바닥구조의 단순화로 가장 빠른 공기 Cycle을 달성할 수 있는 최적의 구조시스템으로 인지되고 있으며, 층고의 절감과 설비 계획의 융통성, 층간소음 완화 등 거주성 측면에서도 우수한 장점을 지닌다. 최근에는 초고층 주거시설을 중심으로 RC플랫 플레이트 구조 시스템의 적용이 확산되고 있는데, 실내 공간구획과 넓은 조망 확보 등을 위해 벽체와 유사하게 형상비가 큰 직사각형 기둥을 설계하는 사례가 증가하고 있다.

그러나 플랫 플레이트 구조의 파괴양상이 주로 기둥 주변 슬래브의 뚫림전단파괴(punching shear failure)로 인한 취성적인 붕괴로 나타나므로, 플랫 플레이트 구조의 뚫림전단 거동의 규명과 전단보강방법 등에 관한 많은 연구⁽¹⁾⁻⁽¹⁷⁾가 활발히 진행되어 왔다.

그러나 뚫림전단파괴에 있어서는 기둥의 형상비(장단변비, $\beta_c = C_1/C_2$)가 증가할수록 지지기둥의 단면 방향의 전단력 전달면적이 감소하여 이곳에 전단응력이 집중되고, 그 결과 뚫림전단강도가 정사각형 기둥을 사용한 경우보다 줄어들게 되는 문제점이 있다(Fig. 1). KCI⁽¹⁸⁾ 및 ACI⁽¹⁹⁾ 설계기준에서는 기둥의 형상비가 2.0 이상인 경우 이러한 뚫림전단강도 저하를 고려하여 식(2)에 의해 계산하고, 2.0 미만인 경우는 정사각형 기둥과 동일하게 식(1)에 의해 계산하도록 하고 있으며(Fig. 2), 식(3)은 기둥의 위치(내부, 외부, 모서리)에 따라 α_s 값을 조정하여 위험단면 둘레길이의 변화를 고려한 것이다.(Fig. 3)

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b_0 d, N \quad \text{식(1)}$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f_{ck}} b_0 d, N \quad \text{식(2)}$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s}{\beta_0} \right) \sqrt{f_{ck}} b_0 d, N \quad \text{식(3)}$$

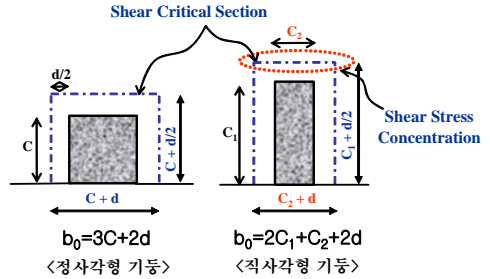


Fig. 1 외부접합부 기둥형상에 따른 전단위험단면 비교

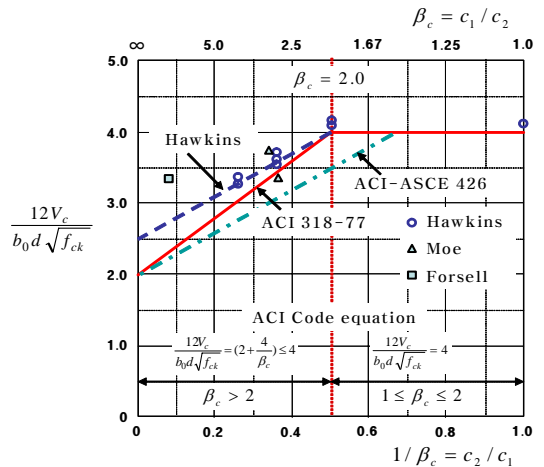


Fig. 2 기둥형상비를 고려한 설계식(식2)의 채택 배경^{(8),(12),(20),(22)}

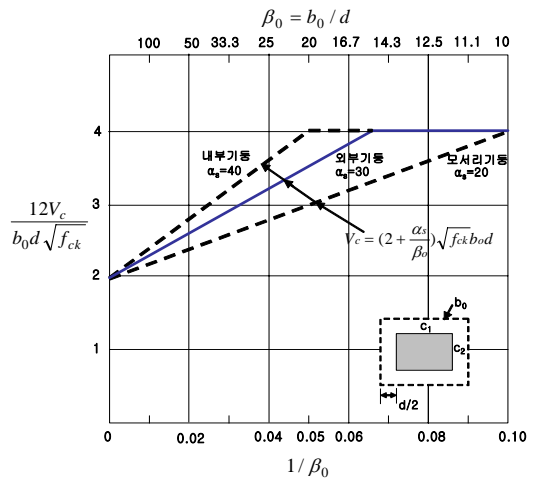


Fig. 3 기둥위치에 따른 뚫림전단강도 설계식(식3)⁽¹⁹⁾

여기서, V_c : 콘크리트가 부담하는 뚫림전단강도

f_{ck} : 콘크리트의 압축강도

b_0 : 위험단면의 둘레길이

d : 슬래브 단면의 유효깊이

β_c : 기둥 형상비(=기둥 장변길이/단변길이)

$\beta_0 = b_0/d$

α_s : 기둥의 위치에 따른 계수

(40: 내부기둥, 30: 외부기둥, 20: 모서리기둥)

기둥의 형상비 증가에 따른 뚫림전단강도 저하에 관한 연구는 Hawkins 등⁽⁸⁾(1971)의 실험을 통해 처음 제시되었고, 그 이후 ACI-ASCE 426 위원회 보고서⁽²⁰⁾에서는 Hawkins 등의 실험 자료에 기존연구 데이터⁽⁹⁾⁽¹⁰⁾를 추가하여 Hawkins 등이 제안한 실험식 식(4)보다 안전측으로 설계식(기둥 형상비 1.5 이상부터 전단강도 감소를 고려)을 제시 식(5)하였고, ACI 318 위원회는 기둥 형상비가 2를 넘는 경우를 대상으로 뚫림전단강도 감소를 고려한 식(2)를 설계기준에 도입하게 되었다.(Fig. 2)⁽¹²⁾

$$V_c = \frac{1}{12} \left(2.5 + \frac{3}{\beta_c} \right) \sqrt{f_{ck}} b_0 d, N \quad \text{식(4)}$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(2 + \frac{3}{\beta_c} \right) \sqrt{f_{ck}} b_0 d, N \quad \text{식(5)}$$

그동안 국내·외에서 플랫 플레이트 슬래브-기둥 접합부의 뚫림전단강도에 관한 연구⁽¹⁾⁻⁽¹⁷⁾가 활발히 진행되어 왔으나 대부분 내부기둥 접합부에서 정사각형 기둥 또는 형상비가 2 이내인 직사각형 기둥에 관한 것이었다. 외부기둥이나 모서리기둥 접합부에 관한 연구⁽⁵⁾⁽¹⁴⁾⁽¹⁵⁾⁽¹⁷⁾도 보고되었으나 주로 정사각형 기둥에 대한 뚫림전단성능 또는 내진성능 평가를 위한 것이었다.

따라서 본 연구에서는 직사각형 외부기둥과 플랫 플레이트 슬래브의 접합부 뚫림전단거동에 대한 실험적 연구를 통해 현행 설계식의 적용을 검토하였고, 직사각형 내부기둥 접합부에 관한 선행연구⁽¹²⁾ 결과와의 비교를 수행하였다.

2. 실험체 계획 및 실험방법

2.1 실험체 계획

본 연구에서는 직사각형 외부기둥 접합부를 선정하여 두 수준의 콘크리트 압축강도(N-seires : $f_{ck}=24$ MPa급, H-seires : $f_{ck}=40$ MPa급)에 대하여 기둥 단면의 형상비가 각각 2.0, 3.5, 4.5인 실험체 6개를

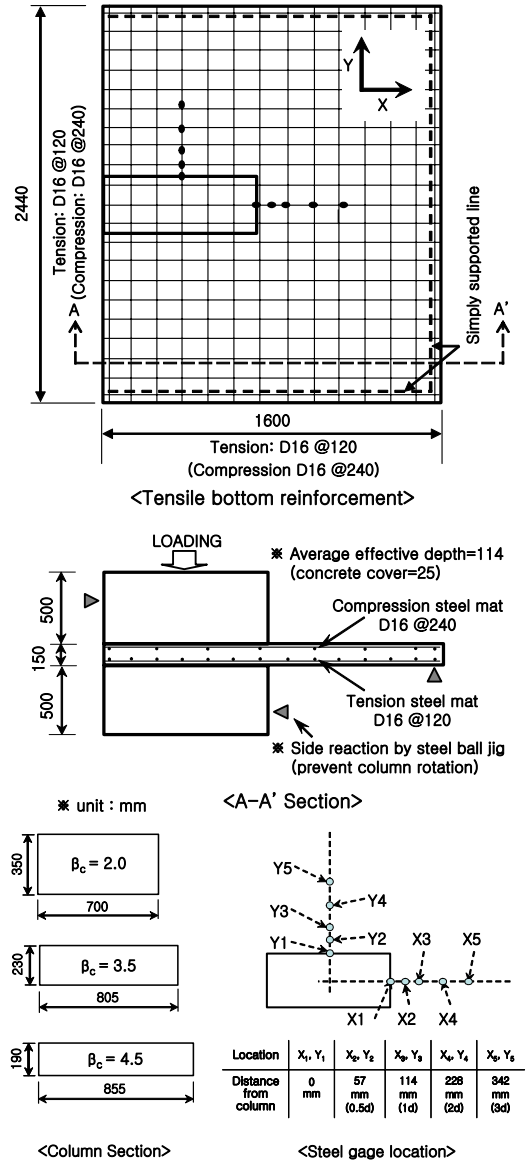


Fig. 4 실험체 상세

Table. 1 실험체 제원 및 실험결과

| 실험체명 | C ₁ (mm) | C ₂ (mm) | β_c =C ₁ / C ₂ | d (mm) | ρ_t (%) | ρ_c (%) | f _{ck} (MPa) | f _{ct} (MPa) | V _{TEST} (kN) | V _{CALC} (kN) | TEST/ CALC | $\frac{12 V_{TEST}}{b_0 d \sqrt{f_{ck}}}$ |
|----------|------------------------|------------------------|--------------------------------------------------|-----------|-----------------|-----------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------|-------------------------------------------|
| N-Series | NE2.0 | 700 | 350 | 2.0 | 114 | 1.4 | 25.74 | 2.19 | 406.32 | 355.51 | 1.14 | 4.26 |
| | NE2.0B | 700 | 350 | 2.0 | 114 | 1.4 | 25.74 | 2.19 | 414.21 | 355.51 | 1.17 | 4.34 |
| | NE3.5 | 805 | 230 | 3.5 | 114 | 1.4 | 25.74 | 2.19 | 364.86 | 313.26 | 1.16 | 3.66 |
| | NE4.5 | 855 | 190 | 4.5 | 114 | 2.8* | 25.74 | 2.19 | 354.62 | 296.30 | 1.20 | 3.46 |
| H-series | HE2.0 | 700 | 350 | 2.0 | 114 | 1.4 | 39.17 | 2.89 | 515.83 | 438.55 | 1.18 | 4.39 |
| | HE2.0B | 700 | 350 | 2.0 | 114 | 1.4 | 39.17 | 2.89 | 525.57 | 438.55 | 1.20 | 4.47 |
| | HE3.5 | 805 | 230 | 3.5 | 114 | 1.4 | 39.17 | 2.89 | 458.43 | 386.43 | 1.19 | 3.73 |
| | HE4.5 | 855 | 190 | 4.5 | 114 | 2.8* | 39.17 | 2.89 | 441.40 | 365.51 | 1.21 | 3.49 |

* 유효폭 C+3h 구간의 인장 철근비, 유효폭 이외 구간은 1.4%

제작하였고, 슬래브의 휨 철근비는 일정($\rho_t=1.4\%$, $\rho_c=0.7\%$)하게 하였다. 또한, 슬래브 휨철근비 증가에 따른 영향을 검토하기 위해 기둥 형상비가 2.0일때 기둥 주변의 일정 폭(C+3h)에서 철근비를 2배 증가시킨 집중배근 실험체 2개가 제작되었다. 실험체 상세 및 제원은 Fig. 4 및 Table 1에 나타나 있다.

2.2 실험방법

실험체는 Fig. 5와 같이 철재 지지보에 의해 슬래브의 3면을 단순 지지 하였고(Fig. 3의 simply supported line), 상부기둥의 외측면(outer side)과 하부기둥의 내측면(inner side)에는 기둥의 회전을 방지하기 위한 반력판(steel ball jig)을 설치하여 가력시 기둥의 회전이 발생하지 않도록 하였다.

실험체는 가력 방향에 맞추어 슬래브의 상하부면이 실제구조물 조건과 반대로 설치되었고 기둥 상단에 설치된 가력장치(1000kN Actuator)에서 정적단조하중을 작용시켰으며, 예상파괴하중의 2/3 수준까지는 하중제어를 하고 그 이후에는 변위제어를 통해 실험이 진행되었다. 실험 데이터의 취득은 Actuator의 하중과 변위, 실험체 하부에 설치된 7개의 LVDT로부터의 변위(기둥면으로부터 d 간격으로 X, Y방향 슬래브 밑면에 각각 3개 및 기둥하부 1개 설치), 그리고 슬래브 인장철근에 설치된 10개의 변형률 게이지(X, Y방향 각각 5개)로부터 철근의 변형률을 각각 측정하였으며

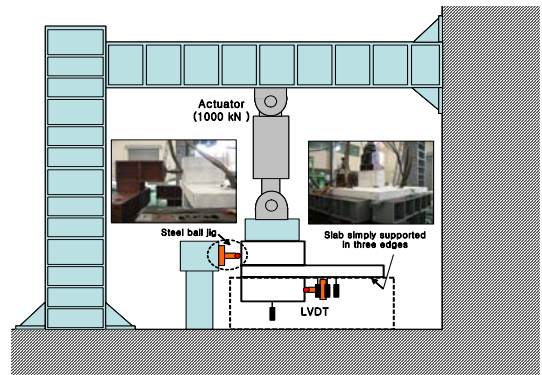


Fig. 5 실험체 설치

측정위치는 Fig. 4에 나타난 것처럼 기둥면으로부터 각각 0, 0.5d, 1d, 2d, 3d 떨어진 위치이다.

3. 실험결과 및 분석

3.1 균열발생 및 파괴양상

초기 균열은 기둥 모서리에서 대각선 방향으로 시작되어 기둥면에서 슬래브 지지단부로 방사형으로 형성되었고, 기둥의 단변(C₂)에서 X-방향으로 0.5d 지점 부근에서 기둥면 주위를 연결하는 균열이 형성된 이후 이 지점과 3d~4d 위치까지의 퍼복콘크리트가 박리되는 뿔임전단균열이 형성되는 최종 파괴양상을 나타내었다.(Fig. 6) 기둥의 형상비가 증가할수록 기둥 단변

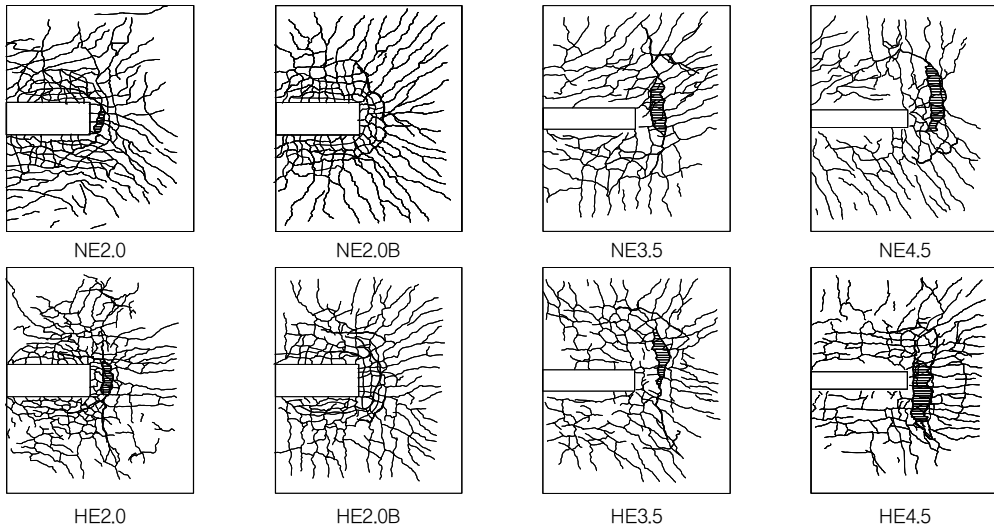


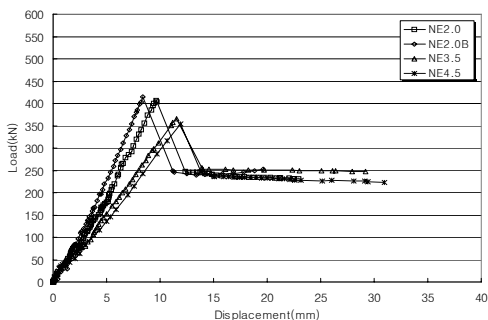
Fig. 6 실험체 균열 및 파괴 양상

방향(X-Direction)의 슬래브 유효 전단면적 감소에 따른 전단저항능력 감소로 인해 기둥 단면에 면한 슬래브에서 균열발생이 장변(Y-Direction)에 비하여 상대적으로 많았고, 추가 균열이 많이 발생하였다. 최종 파괴양상도 단면에 면한 슬래브에서 뚫림전단파괴가 발생하였으며, 기둥 형상비 증가에 따라 지지기둥의 단면 쪽으로 뚫림전단균열이 집중되고, 장변방향으로 는 균열 발생량이 줄어드는 것으로 나타났다. 콘크리트 강도 증가의 영향으로 기둥형상비가 동일한 실험체를 비교할 때 H-series 실험체에서 N-series 보다 균열이 분산되어 나타나는 특징을 보였으며, 집중배근

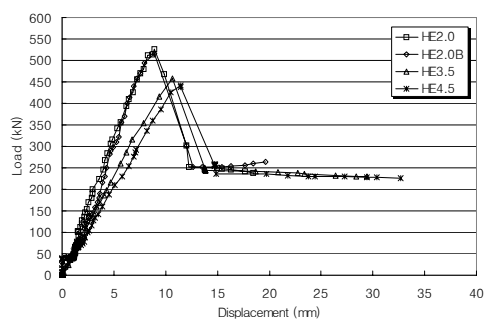
실험체인 NE2.0B 및 HE2.0B의 경우에도 NE2.0 및 HE2.0에 비해 기둥 주변에 형성되는 균열의 수가 다소 증가되는 양상을 나타내었다.

3.2 하중-변위 관계

Fig. 7에는 기둥 밑면 중앙에서 측정된 변위와 하중의 관계 그래프가 나타나 있다. 콘크리트 압축강도 증가에 따라 N-series 보다 H-series에서의 최대하중이 높게 나타났으며, 지지기둥의 형상비가 증가할수록 최대하중은 감소하고 최대하중에서의 변위는 증가



(1) N-Series



(2) H-Series

Fig. 7 하중-변위 관계

하였다. 또한 최대하중에서 뚫림전단균열이 발생한 이후에도 최대하중의 약 50% 수준의 하중지지 능력을 보유하는 것으로 나타났다. 이는 기둥을 관통하여 배근된 슬래브 하부철근(transverse bottom reinforcement)이 뚫림전단균열 발생 이후의 하중지지 능력에 기여하는 것으로 판단되며, Mitchell & Cook⁽¹¹⁾이 플랫 플레이트 구조의 진행형 붕괴(progressive collapse)를 방지하기 위한 방법으로 제시한 기둥머리를 지나가는 슬래브 철근의 배근방법이 콘크리트의 뚫림전단균열 형성 이후의 잔류 내력형성에 효과적임을 알 수 있다.

Fig. 8은 기둥 지지면으로부터 슬래브 유효층($d=122\text{mm}$) 간격으로 LVDT를 설치하여 측정한 슬래브의 처짐량을 하중 단계별로 기둥단면의 단변방향(X-Direction)과 장변방향(Y-Direction)으로 나누어 각각 비교한 것이다. 하중 증가에 따라 기둥 중앙

점 처짐과 기둥 지지면에서 $1d \sim 2d$ 거리 사이에서의 변위 차이가 점차 증가하는 것으로 나타났다.

기둥 주위 C+3h 폭에 대해 철근비가 증가된 NE2.0B와 HE2.0B 실험체의 경우 NE2.0 및 HE2.0 실험체와 비교해서 슬래브 단변 방향의 균열 분산 및 뚫림전단 균열로 인한 피복콘크리트의 박리현상의 완화 등의 차이점을 보였으며, 최대하중의 근소한 증가와 하중-변위관계 그래프에서 상승곡선의 기울기가 약간 크게 나타나는 특징을 보였다.

3.3 하중-변형률 관계

Fig. 9는 각각 단변방향(X-Direction)과 장변방향(Y-Direction)에 대해 슬래브 주근에 부착한 게이지에서 측정한 변형률 값을 나타낸 그래프이다.

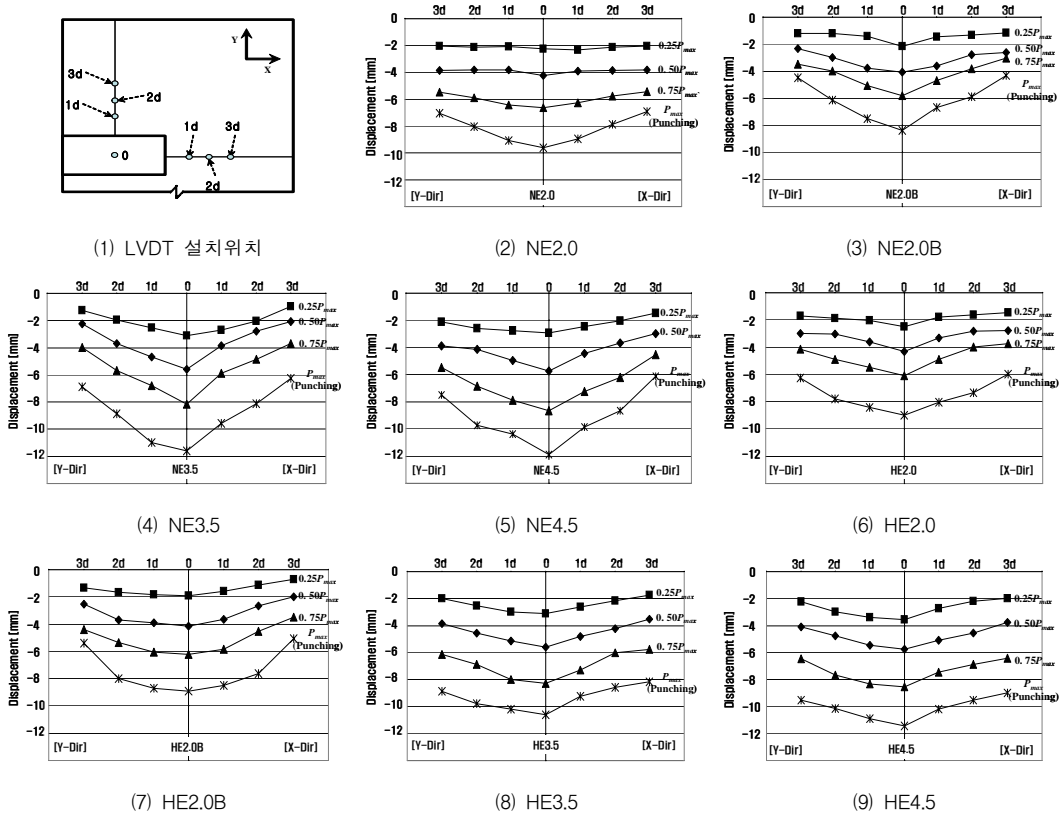
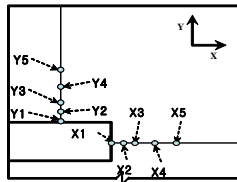
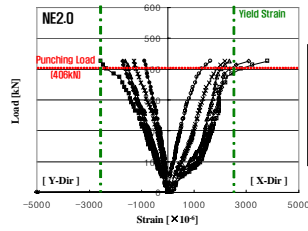


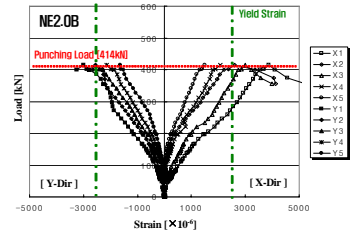
Fig. 8 하중단계별 슬래브 처짐량 비교



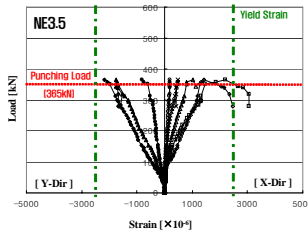
(1) 변형률 게이지 위치



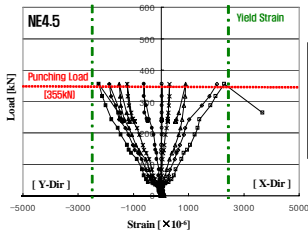
(2) NE2.0



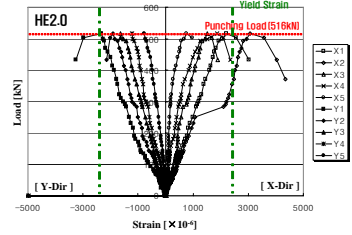
(3) NE2.0B



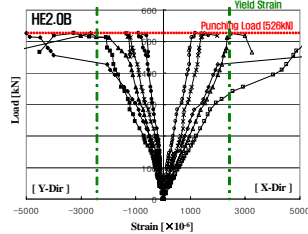
(4) NE3.5



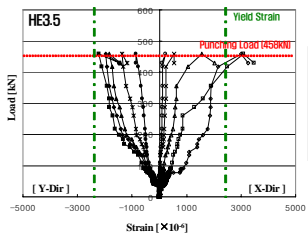
(5) NE4.5



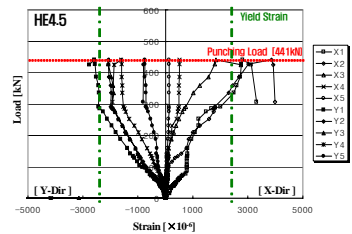
(6) HE2.0



(7) HE2.0B



(8) HE3.5



(9) HE4.5

Fig. 9 하중-슬래브 주근 변형률

기둥 지지면이 짧은 X방향의 슬래브에서 위험단면의 감소로 인해 전단응력이 크게 작용하므로 기둥 지지면에서 가까울수록 응력 집중현상에 의한 주근의 변형률의 증가가 현저한 것으로 나타났다.

3.4 뚫림전단강도 산정식 평가

기둥 형상비가 2.0 이상인 플랫 플레이트 외부접합부의 뚫림전단강도에 대한 KCI 및 ACI의 전단강도 산정식(식2 및 식3)은 실험값/계산값의 비가 1.14~1.21 범위로 나타났고, 기둥형상비 증가에 따라 소폭 증가하는 경향을 보인다. 또한 집중배근형 실험체(NE2.0B, HE2.0B)의 실험값/계산값의 비가 NE2.0 및 HE2.0 보다 2~3% 높게 나타났으며, 이는 슬래브 휨철근비 증가의 영향으로 뚫림전단강도의 실험값은 증가한 반

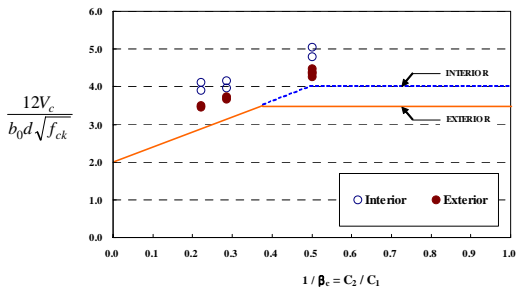
면 계산식은 철근비 인자를 고려하고 있지 않기 때문에 동일한 값을 갖기 때문이다.

이러한 경향은 직사각형 내부기둥 접합부에 관한 선행연구⁽³⁾ 결과(Table 2)와 유사하였고, 외부 접합부 실험에서의 안전율이 14~21%로 외부접합부의 안전율을 20~42% 보다 작게 나타났다.

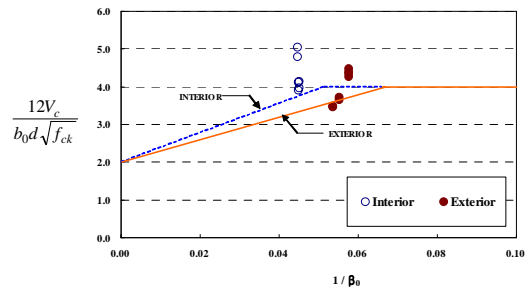
Fig. 10은 Fig. 2와 Fig. 3에서 기둥단면의 형상비($\beta_c=C_1/C_2$)와 기둥위치 및 위험단면둘레길이/슬래브 유효깊이($\beta_o=b_o/d$)값에 따른 현행 설계기준식 그래프에 실험결과를 나타낸 것이다. 실험결과는 계산식 보다 높게 분포되고 있으며, 기둥 형상비 증가에 따라 감소하는 경향을 보인다. 또한 내부접합부에 관한 선행연구⁽³⁾의 분포가 외부접합부 실험값 보다 상회하는 것으로 나타났다.

Table 2 선행연구: 내부접합부 실험결과⁽¹⁰⁾

| 실험체명 | C ₁ (mm) | C ₂ (mm) | β _c =C ₁ /C ₂ | d (mm) | ρ _t (%) | ρ _c (%) | f _{ck} (MPa) | f _{ct} (MPa) | V _{TEST} (kN) | V _{CALC} (kN) | TEST /CALC | $\frac{12V_{TEST}}{b_0d\sqrt{f_{ck}}}$ |
|----------|------------------------|------------------------|---------------------------------------------------|-----------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------|----------------------------------------|
| N-series | NI2.0 | 700 | 350 | 2.0 | 114 | 1.40 | 25.74 | 2.19 | 591.0 | 492.8 | 1.20 | 4.80 |
| | NI3.5 | 805 | 230 | 3.5 | 114 | 1.40 | 25.74 | 2.19 | 505.4 | 382.6 | 1.32 | 4.15 |
| | NI4.5 | 855 | 190 | 4.5 | 114 | 1.40 | 25.74 | 2.19 | 504.3 | 354.5 | 1.42 | 4.11 |
| H-series | HI2.0 | 700 | 350 | 2.0 | 114 | 1.40 | 39.17 | 2.89 | 765.3 | 607.9 | 1.26 | 5.04 |
| | HI3.5 | 805 | 230 | 3.5 | 114 | 1.40 | 39.17 | 2.89 | 596.7 | 472.0 | 1.26 | 3.97 |
| | HI4.5 | 855 | 190 | 4.5 | 114 | 1.40 | 39.17 | 2.89 | 592.1 | 437.3 | 1.35 | 3.91 |



(1)



(2)

Fig. 10 뿔림전단강도 산정식 평가

4. 결론

본 연구에서는 플랫 플레이트 슬래브-외부기둥 접합부의 뿔림전단강도에 대한 기둥 형상비 증가의 영향을 확인하기 위한 실험적 연구를 수행하였으며, 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 기둥의 형상비가 증가할수록 기둥 단면에 지지되는 슬래브면의 전단력 전달면적이 감소하여 기둥 단면과 나란한 방향으로 뿔림전단 파괴가 나타나면서 전단강도가 감소하였다.
- 2) 기둥을 관통시켜 배근되는 슬래브 철근의 영향으로 뿔림전단균열이 발생한 이후에도 최대하중의 약 50~60% 수준의 하중지지능력을 유지하면서 큰 변형이 일어났으며, 플랫 플레이트 구조의 취성적 뿔림전단파괴로 인한 진행형 붕괴(progressive collapse)를 방지하는데 효과적인 것으로 사료된다.
- 3) 직사각형 외부기둥의 뿔림전단강도 계산은 기둥형상비 증가에 따른 전단강도 저하를 고려한 식(2)

와 기둥 위치 및 위험단면 둘레와 슬래브 두께의 비를 고려한 식(3) 중 작은 값으로 결정되며, 뿔림전단강도 실험결과는 기준식에 비해 14~21% 정도 안전측인 것으로 나타났고 기둥의 형상비가 증가 할수록 안전율도 다소 증가하는 것으로 나타났다.

- 4) 플랫 플레이트 슬래브의 뿔림전단강도 산정식(식 1~3)은 2방향 전단에 관한 내부기둥 접합부의 설계식을 기준으로 기둥의 형상비와 b₀/d 값을 변수로 하는 실험자료 검토를 통해 수립되었고, 기둥의 위치(외부 및 모서리)에 따라 위험단면의 둘레길이(b₀)의 감소를 정량적으로 적용하도록 결정된 것으로서, 본 연구의 실험결과와 비교할 경우 직사각형 외부기둥 접합부에 관한 현행 설계기준식의 적용은 적절한 것으로 사료된다.

본 연구에서는 뿔림전단강도에 영향을 미치는 인자 중에서 기둥형상비를 중점으로 하였으므로 향후에는 슬래브 휨철근비, 콘크리트 압축강도, 크기효과 등 슬

래브-외부기둥 접합부에서 수직전단내력 평가에 관한 다양한 설계조건을 고려한 실험연구가 수행될 필요가 있다.

감사의글

본 연구는 과학기술부 우수연구센터육성사업(R11-2005-056-01003-0) 및 건설교통부 건설핵심기술연구개발사업(04핵심기술C02-02)의 지원으로 수행되었습니다.

참고문헌

1. 김종근, 신성우, 양지수, 이리형, "RC 플랫 플레이트 슬래브의 뚫림전단성능평가", 한국구조물진단학회지, 제7권 제3호, 2003, pp.205-214.
2. 김형기, 유계준, "고강도 콘크리트를 사용한 플랫 플레이트 구조의 기둥-슬래브 접합부 강성에 관한 연구", 대한건축학회논문집 구조계, 21권 2호(통권196호), 2005. 2, pp.19-27.
3. 최명신, 안종문, 이광수, 신성우, "플랫 플레이트 슬래브-내부기둥 접합부의 뚫림전단강도에 대한 기둥 형상비의 영향", 대한건축학회논문집 구조계, 21권 10호, 2005. 10, pp.79-86.
4. 김형기, "고강도 콘크리트를 사용한 플랫 플레이트 구조의 기둥-슬래브 접합부 구조성능", 한국구조물진단학회지, 제10권 제1호, 2006. 2, pp.97-105.
5. 한국콘크리트학회, "콘크리트 구조설계기준 해설", 2003.
6. Elstner, R. C. & Hognestad, E., "Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs," ACI Journal, Proceedings V. 53, No.1, July 1956, pp. 29~58.
7. Gardner. N. J., "Relationship of the Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs with Concrete Strength", ACI Structural Journal, V.87, No.1 Jan-Feb. 1990, pp.66~71.
8. N. M., Hawkins, H. B. Fallsen, and R. C. Hinojosa, "Influence of Column Rectangularity on the Behavior of Flat Plate Structures", ACI SP-30(International Symposium on the Cracking, Deflection, and Ultimate Load of Concrete Slab Systems), March 1971. pp.127-146.
9. Moe. J., "Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footing Under Concentrated Loads". Research and Development Laboratories 5420, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, April 1961.
10. Forsell C, Holmberg A. Concentrated load on concrete slabs. Betong, Sweden, 1946, 31(2), 95-123.
11. Mitchell, Denis, and Cook, William D., "Preventing Progressive Collapse of Slab Structures", Journal of Structural Engineering, ASCE, V.110, No.7, July 1984, pp.1513-1532.
12. I Ketut Sudarsana, "Punching Shear in Edge and Corner Column Slab Connections of Flat Plate Structures", PhD Dissertation, University of Ottawa, 2001.
13. Sami Megally, Amin Ghali, "Seismic Behavior of Edge Column-Slab Connections with Stud Shear Reinforcement", ACI Structural Journal, Jan.-Feb. 2000, pp.53-60.
14. Tests of Post-Tensioned Concrete Slab-Edge Column Connections, ACI Structural Journal, Mar.-Apr. 1990, pp.167-179.
15. Fee Kiong Lim, B. Vijaya Rangan, "Studies on Concrete Slabs with Stud Reinforcement in the Vicinity of Edge and Corner Column", ACI Structural Journal, Nov.-Apr. 1995, pp.515-525.
16. Carl Erik Broms, "Elimination of Flat Plate Punching Failure Mode", ACI Structural Journal, Jan.-Feb. 2000, pp.94-101.
17. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete(318-02) and Commentary (318 R-02)", American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2002, pp.176-178.
18. ACI-ASCE Committee 426, "Shear Strength of Reinforced Members(ACI 426R-74)", American Concrete Institute, Manual of Concrete Practice, 1985, pp.76-111.
19. Mahmoud E. Kamara, Basile G. Rabbat (Ed.), "Notes on ACI 318-05 Building Code Requirements for Structural Concrete with Design Applications", Portland Cement Association, Skokie, Illinois, 2005, p.16-5.

(접수일자 : 2006년 2월 20일)