

포스트 텐션 플랫 플레이트 골조의 해석모델

Analytical Model for Post Tension Flat Plate Frames

한상환¹⁾ · 유종혁²⁾

Han, Sang-Whan · Ryu, Jong-Hyuk

국문 요약 >> 본 연구에서는 PT 플랫 플레이트 골조의 내진성능을 평가하기 위하여 비선형 거동을 예측할 수 있는 해석모델을 개발하였다. 특히 본 연구에서 개발한 해석 모델은 PT 플랫 플레이트 슬래브-기둥 접합부에서 기둥을 관통하는 철근이 있는 경우와 없는 경우의 접합부 거동을 정확하게 예측할 수 있도록 개발하였다. 또한 본 연구에서 개발한 접합부 해석 모델은 PT 플랫 플레이트 슬래브-기둥 접합부에서 뚫림 전단 파괴가 발생하는 때를 정확하게 예측하도록 하였다. 개발한 해석 모델의 타당성을 검증하기 위하여 PT 플랫 플레이트 슬래브-기둥 접합부 실험결과와 해석 결과를 비교하였다. 또한 2층 PT 플랫 플레이트 골조의 진동대 실험결과와 해석결과를 비교하였다. 본 연구에서는 기둥을 관통하는 철근이 있는 접합부와 없는 접합부를 갖는 2층 PT 플랫 플레이트 골조를 세 가지의 크기로 조정된 El Centro 지진에 대하여 비선형 동적 해석을 수행하였다. 지진의 크기가 커지면 하부 철근이 없는 골조의 요구 변위와 잔류 변형이 하부 철근이 있는 골조에 비하여 더욱 커지는 것으로 나타났다.

주요어 포스트 텐션 플랫 플레이트, 비선형 해석모델, 뚫림 전단 파괴, 슬래브 하부 철근

ABSTRACT >> This study developed an analytical model for predicting nonlinear behavior of PT flat plate frames having slab-column connections with and without slab bottom reinforcement passing through the column. The developed model can predict the failure sequence until punching failure occurs. For verifying the analytical model, the test results of PT flat plate slab-column connections were compared with the results of the analysis. Moreover, the results of static pushover test and shaking table test of 2 story PT flat plate frame were compared with analysis results. For evaluating seismic performance of PT flat plate frame, this study conducted nonlinear response history analysis of the 2 story PT flat plate frame with and without slab bottom reinforcement passing through the column under 1940 El Centro ground motion scaled to have pseudo spectral acceleration of 0.3, 0.5, and 0.7g at the fundamental period of the frame. This study observed that as ground motion is more intense, seismic demands for the frame having the connections without slab bottom reinforcement passing through the column are larger than those without slab bottom reinforcement.

Key words Post tension flat plate, Punching shear failure, Slab bottom reinforcement

1. 서론

포스트 텐션 플랫 플레이트(PT 플랫 플레이트)는 철근 콘크리트 플랫 플레이트의 장점과 함께 포스트 텐션 효과로 인한 장스팬, 진동 및 처짐의 제어, 철근 상세의 간소화, 거푸집 조기 탈형에 의한 공기 단축 등 구조적 시공적 장점이 많다. 플랫 플레이트 골조는 중·약진 지역에서는 중력 저항 시스템이나 횡력 저항 시스템인 중간 모멘트 골조로 설계할

수 있다. 강진 지역에서는 플랫 플레이트는 주된 횡력 저항 시스템으로 설계할 수 없고 전단벽, 모멘트 골조 같은 횡력 저항 시스템과 함께 중력 저항 시스템으로 설계한다. 플랫 플레이트 골조가 중력 저항 시스템으로 설계된다고 하더라도 지진 발생시 지진력에 의하여 횡력 저항 시스템에서 발생한 변위는 중력 저항 시스템인 플랫 플레이트 골조에도 전달된다. 따라서 중력하중만 고려하여 설계한 플랫 플레이트 골조에서도 횡변위가 발생시 적절한 구조적 성능을 보유하여 붕괴되지 않고 중력 하중을 저항하여야 한다.

기존의 PT 플랫 플레이트 골조나 철근 콘크리트 플랫 플레이트 골조 해석 시에 슬래브와 기둥을 보 요소를 사용하여 해석을 수행하였다. 그러나 이러한 해석 모델은 PT 플랫 플레이트 골조에서 발생하는 슬래브-기둥 접합부의 뚫림 전

¹⁾ 정회원·한양대학교 건축공학과 부교수

(대표저자: swhan@hanyang.ac.kr)

²⁾ 한양대학교 대학원 석사과정

본 논문에 대한 토의를 2008년 2월 29일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2007. 10. 1 / 심사종료일 : 2007. 11. 1)

단 파괴를 정확히 예측하지 못한다. 따라서 뚫림 전단 파괴를 예측할 수 있는 슬래브-기둥 접합부의 해석모델의 개발이 필요하다.

ACI 318-05⁽¹⁾에 따르면 철근콘크리트 플랫 플레이트의 경우에는 점진적 붕괴를 제어하고 접합부에서 구조적 일체성을 확보하기 위하여 최소한 기둥의 단면을 관통하는 두 개 이상의 슬래브 하부 철근을 배근하도록 요구한다. 그러나 PT 플랫 플레이트에 대하여는 명확하게 기둥을 관통하는 하부 철근에 대한 요구사항이 없다. 중력 하중에 대하여 설계된 PT 플랫 플레이트의 경우, 접합부에 부모멘트만 발생하므로 하부 철근은 필요하지 않다. 그러나 횡력의 작용시 PT 플랫 플레이트의 접합부에 정모멘트가 발생할 수 있다. 이는 하부 철근이 없는 PT 플랫 플레이트 골조의 경우 횡변형이 발생하면 취성적 파괴가 일어날 수 있음을 의미한다.

기존의 연구에서는 기둥을 관통하는 슬래브 하부 철근이 배치된 PT 플랫 플레이트 슬래브-기둥 접합부에 대한 연구는 일부 연구자들(Foutch et al⁽²⁾, Martinez et al⁽³⁾, Han et al^(4,5))에 의하여 수행되었고, 기둥을 관통하는 슬래브 하부 철근이 없는 PT 플랫 플레이트 슬래브 기둥 접합부 실험은 Han et al⁽⁶⁾에 의하여 수행되었다. 이 연구들에 따르면 기둥을 관통하는 슬래브 바닥철근은 PT 플랫 플레이트 접합부의 거동에 큰 영향을 미치는 것으로 보고하고 있다.

본 연구에서는 PT 플랫 플레이트 골조의 여러 파괴 모드를 고려한 해석 모델을 개발하였으며 해석모델의 타당성을 검증하기 위해 Han et al^(4,6)의 접합부 실험체와 Kang 과 Wallace^(7,8) 골조 실험체를 해석 모델을 사용하여 얻은 결과와 실험 결과를 비교하였다. 그리고 지진 하중 작용 시 PT 플랫 플레이트 골조의 거동을 기둥을 관통하는 슬래브 하부철근의 유무에 대하여 내진 성능의 차이를 평가 하기 위하여 2층 골조 실험체를 대상으로 크기를 조정된 El Centro 지진에 대하여 비선형 시간이력 해석을 수행하였다.

2. PT 플랫 플레이트 골조의 해석 모델

PT 플랫 플레이트 골조의 접합부 모델링은 이력 특성 및 파괴 메커니즘을 반영하여 골조의 구조적 거동을 잘 묘사할 수 있어야 한다. PT 플랫 플레이트 접합부 모델에 대한 연구는 몇몇 연구자들^(7,9)에 의해 이루어졌다. Hueste 와 Wight⁽⁹⁾는 PT 플랫 플레이트 비선형 접합부 모델을 개발하였다. 탄성 거동하는 보 요소와 단부 비선형 스프링을 사용하였다. 접합부의 비선형 거동은 모멘트와 회전각 관계로 정의된 스프링을 사용하여 표현하였다. 뚫림 전단 파괴는 접합부의 회전각이 스프링에서 허용된 회전각에 도달하면 발생하도록 하

였다. 뚫림 전단 파괴가 발생하면 회전각은 변화가 없고, 모멘트 강도가 90% 감소하는 것으로 가정하였다.

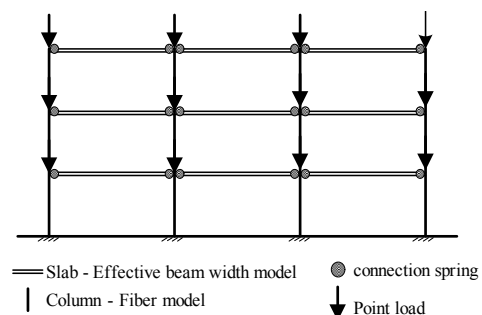
Kang과 Wallace^(7,8)는 PT 플랫 플레이트 골조에 대하여 진동대 실험을 실시하였고, 해석 모델은 실험 결과를 예측할 수 있도록 개발하였다. 골조는 2차원으로 모델링 하였다. 기둥은 Fiber요소를 사용하였으며, PT 플랫 플레이트 슬래브 폭은 진동대 실험을 통하여 얻은 유효 보폭 계수를 이용하여 결정하였다. 슬래브의 비선형 거동은 접합부에 설치한 스프링 요소가 담당하는 것으로 하였다. 접합부 스프링은 Elwood⁽¹⁰⁾가 제안한 한계 상태 모델을 사용하여 접합부의 변위값이 중력 전단비에 의해 규정된 층간 변위비에 도달하면 일정하게 강도가 저하되도록 하여 뚫림 전단파괴를 표현하도록 하였다.

본 연구에서는 기존 연구^(7,9)와 같이 PT 플랫 플레이트 골조를 그림 1과 같이 2차원으로 모델링하여 해석 하였다. 해석은 OpenSees 프로그램⁽¹¹⁾을 사용하였으며 해석 수행시 P-Delta 효과를 반영하였다. PT 플랫 플레이트 골조의 슬래브에 작용하는 중력 하중을 집중 하중으로 기둥에 직접 작용하는 것으로 가정하였다. 이를 위하여 PT 플랫 플레이트 골조는 슬래브-기둥접합부 부재, 기둥 부재, 슬래브 부재로 나누어 각각의 특성에 맞는 해석 모델을 적용하였다.

3. 슬래브-기둥 접합부 해석 모델

3.1 접합부의 거동

횡력을 받는 PT 플랫 플레이트 골조는 횡력이 커짐에 따라 플랫 플레이트 접합부의 변형각이 커지게 되며 접합부 근처의 슬래브 표면에서 휨균열의 폭과 길이가 커지게 된다. 그 후 슬래브 철근이 항복하고 비선형 거동을 하게 된다. 또한 접합부는 슬래브 철근의 항복이전과 이후에 뚫림 전단 파괴가 발생할 수 있다. 뚫림 전단 파괴는 슬래브 위험 단면이 뚫림 전단 강도에 도달하거나 접합부의 한계 변형각(θ_u)에 도달할 때 발생한다. 뚫림 전단에 대한 한계 변형각은 중



〈그림 1〉 골조 모델

력 전단비($V_g/\phi V_c$)에 따라 변한다^{(12),(13)}. 뚫림 전단이 슬래브 철근 항복 전에 발생하면 접합부는 취성적으로 거동하고 (전단 지배모드), 슬래브 철근 항복 후에 발생하면 접합부는 연성적인 거동을 하고, 파괴는 휨강도에 도달하거나 전단 강도 또는 한계 변형각(θ_u)에 도달하면 뚫림 전단 파괴가 발생한다(휨 지배모드). 본 연구에서 개발한 해석 모델은 이러한 전단 지배모드와 다양한 경로의 휨 지배모드를 예측할 수 있도록 개발하였다.

슬래브 휨철근의 항복 전에 전단으로 인해 발생하는 편칭 파괴는 중력 전단 응력과 불균형 모멘트에 의한 편심 전단 응력의 합이 전단 슬래브 위험 단면의 전단 강도(v_n) 이상에 도달하였을 때 발생한다. 슬래브에 작용하는 전단응력(v_u)은 편심 전단응력모델을 사용한 식 (1)을 이용하여 계산할 수 있다.

$$v_u = \frac{V_g}{b_0 d} \pm \frac{\gamma_v M_{umb} c}{J_c} \quad (1)$$

여기서, V_g 는 중력 하중에 의한 직접 전단력이고, b_0 는 슬래브 위험 단면의 둘레 길이이고, d 는 유효 슬래브 폭, γ_v 는 편심 전단에 의해 전달된 불균형 모멘트 비, c 는 위험 단면의 도심에서 응력이 작용하는 지점까지 거리이다. J_c 는 모멘트에 대한 위험단면의 극 단면 2차 모멘트이고, M_{umb} 는 접합부에 발생하는 불균형 모멘트이다.

PT 플랫 플레이트 접합부의 공칭 전단응력(v_u)은 식 (2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$v_n = v_c + v_s \quad (2)$$

여기서 v_c 와 v_s 는 콘크리트의 뚫림 전단 강도와 전단 보강근의 전단강도이다. 콘크리트의 뚫림 전단 강도는 식 (3)에 따라 구할 수 있다.

$$v_c = (\beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) + \frac{V_p}{b_0 d} \quad (3)$$

여기서 β_p 는 프리스트레스트 콘크리트 슬래브에서 전단 강도 산정시의 계수로 0.29와 $(\alpha_s d/b_0 + 1.5)/12$ 중 작은 값을 쓴다. f'_c 는 콘크리트 설계 기준 강도이고, f_{pc} 는 프리스트레스의 손실을 감안한 콘크리트의 압축응력이며 V_p 는 유효 프리스트레스 힘의 수직 성분이다.

전단 보강근이 없는 접합부의 경우, 전단 응력(v_u)이 공칭 전단 응력(v_c)에 도달할 때의 불균형모멘트 M_{umb} 는 식 (1)과 식 (2)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$M_{umb} = (v_c - \frac{V_u}{b_0 d}) \frac{J_c}{c \gamma_v} \quad (4)$$

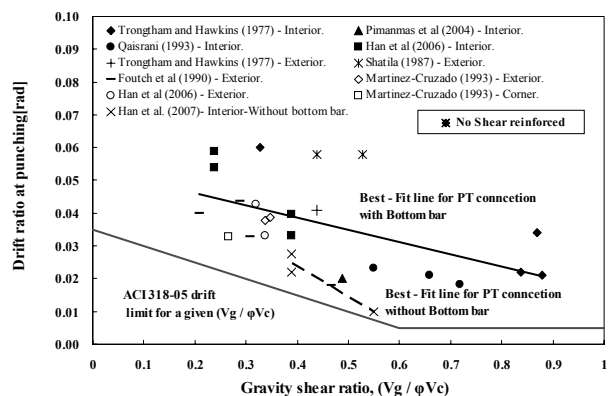
또한 뚫림 전단이 철근과 강선이 항복한 후에 발생한다면 이들 강재가 항복에 도달할 때의 불균형 모멘트는 다음과 같이 산정할 수 있다. ACI 318-05기준에 따르면 M_{umb} 중 $\gamma_f M_{umb}$ 는 슬래브 유효폭 내에서 힘으로 전달되고, 나머지 $\gamma_v M_{umb}$ 는 편심 전단 응력으로 전달된다($\gamma_v = 1 - \gamma_f$). 횡력이 증가함에 따라 PT 플랫 플레이트 골조의 접합부에는 불균형 모멘트(M_{umb}) 증가하고, 이로 인하여 유효폭 내에 배치한 강선과 철근이 항복하게 된다. 이때의 접합부에 작용하는 불균형 모멘트(M_{umb})는 다음 식에 따라 구할 수 있다.

$$M_{umb} = \frac{(M_{y,c_2+3h}^{\pm} + M_{y,c_2+3h}^{\mp})}{\gamma_f} \quad \text{내부 접합부} \quad (5)$$

$$M_{umb} = \frac{M_{y,c_2+3h}^{\pm}}{\gamma_f} \quad \text{외부 접합부} \quad (6)$$

여기서 $M_{y,c_2+3h}^{\pm}, M_{y,c_2+3h}^{\mp}$ 는 슬래브의 유효폭 내 상·하부 철근이 항복할 때의 슬래브 모멘트 강도이고, c_2 는 기둥 폭이고, h 는 슬래브 두께이다. 식 (5)과 (6)에서 구한 M_{umb} 가 식 (4)에서 구한 M_{umb} 보다 작을 경우 접합부는 휨철근이 항복한 후 뚫림 전단파괴가 발생하게 된다(휨 지배파괴). 이에 반하여 식 (5)과 (6)에서 구한 M_{umb} 가 식 (4)에서 구한 M_{umb} 보다 큰 경우에는 접합부 부근의 슬래브 철근과 강선이 항복하기 전에 뚫림 전단 파괴가 발생한다(전단 지배파괴). 또한 ACI 318-05에서는 철근 콘크리트 플랫 플레이트 접합부 실험을 기초로 하여 뚫림 전단이 발생하는 한계 변형각(θ_u)을 제안하고 있다. 본 연구에서는 기존의 PT 플랫 플레이트 접합부 실험에서 뚫림 전단이 발생한 변형각을 수집하여 그림 2에 나타냈다.

그림 2는 기둥을 관통하는 슬래브 철근이 있는 경우와 없는 경우의 중력 전단비($V_g/\phi V_c$)에 따른 한계 변형각에 대한 회기 분석한 직선을 포함하고 있다. 여기서 V_g 와 V_c 는



〈그림 2〉 PT 플랫 플레이트 접합부 횡변위 성능

접합부 위험 단면에 작용하는 중력 하중에 의하여 발생한 전단력과 전단강도이다. ϕ 는 강도 저감 계수로 1을 사용하였다. 따라서 접합부의 풀림 전단 파괴는 불균형 모멘트가 식 (4)에서 구한 값에 도달하거나 그림 2의 해당하는 중력 전단비의 한계변형에 도달할 때 발생하게 된다.

3.2 접합부 해석모델

접합부 이력모델은 그림 3과 같이 OpenSees에 내재되어 있는 모델 중 핀칭 모델을 사용하였다. 이력특성을 결정하는 모델 변수들은 접합부 실험결과^{(4),(7)}를 통하여 얻은 이력 특성과 유사하도록 반복 해석하여 결정하였다. 그림 3에서 p_x 와 p_y 는 재하중(reloading)시 변형 핀칭 계수와 하중 핀칭 계수인데 0.5와 0.2를 사용하였다. 그리고 $\mu^{-\beta}$ 에서 μ 는 변위 연성(displacement ductility)이고, β 는 하중 제거시 강성을 결정하는 계수로 0.5를 사용하였다.

또한 접합부 모델이 PT 플랫 플레이트 접합부의 앞에서 언급한 두 가지의 파괴 특성을 묘사할 수 있도록 하였다.

3.2.1 전단 지배 파괴

전단 지배 파괴는 PT 플랫 플레이트 골조 접합부가 탄성 거동을 하다가 슬래브 휨 항복 전에 갑작스러운 파괴가 일어난다. 따라서 이를 표현하기 위해 그림 4 (b)의 경우처럼 스프링의 모멘트가 편심 전단 응력에 의한 M_{unb} 값 도달할 때 강도가 급격히 떨어지도록 묘사하였다. 풀림 전단이 발생한 후 불균형 모멘트의 10%로 기존 연구⁽⁹⁾와 같이 저감되는 것으로 정하였다. OpenSees해석 프로그램의 수치해석적 문제(즉, 값의 발산)가 일어나지 않는 범위에서 최소의 음강성을 갖도록 하였다.

3.2.2 휨 지배 파괴

휨이 지배하는 경우는 그림 4 (c)와 같이 휨철근이 항복한 후 휨모멘트 공칭 강도에 도달 한 후 휨 저항성능 저하와 동시에 풀림 전단 파괴가 발생하는 경우와 그림 4 (d)에 나타난 것처럼 휨 철근이 항복하고 모멘트 최대강도 도달하기 전에 풀림 전단 파괴가 발생하는 경우이다. 풀림 전단파괴는 앞서도 언급한 바와 같이 접합부가 전단강도나 한계 변형각(θ_u) 중 하나에 먼저 도달하여 발생한다. 각 모멘트 강도는 다음과 같이 구한다. 우선 횡하중 작용시 기둥 전면과 후면의 휨 항복모멘트(M_y^+ , M_y^-)는 식 (7)과 같다.

$$M_y^- = (A_{sp}f_{se} + A_{st}f_y)jd - M_g$$

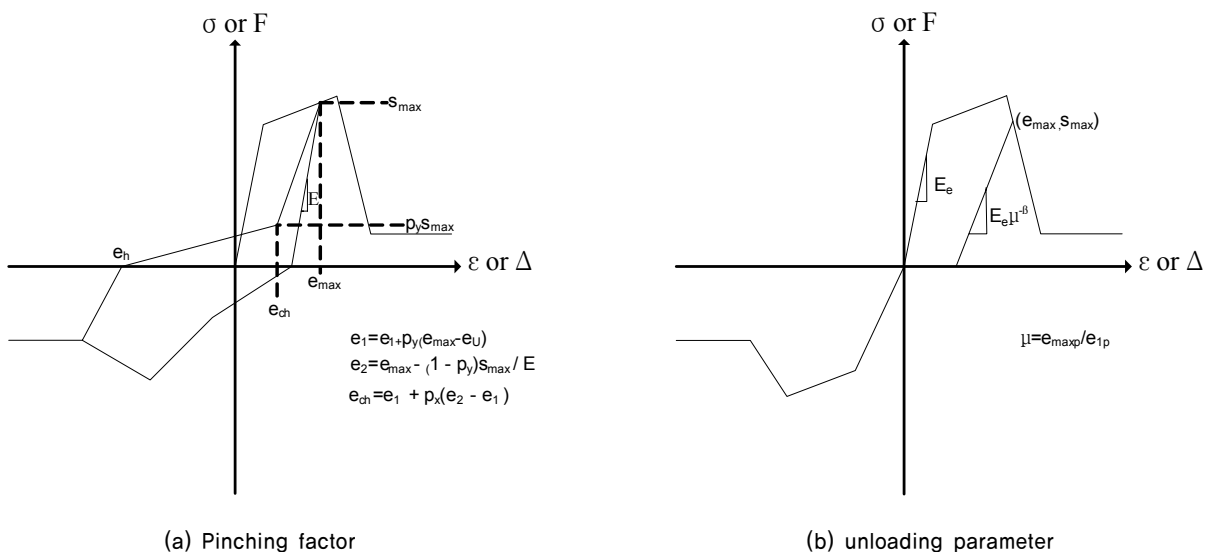
$$M_y^+ = (A_{sb}f_y)jd + M_g \tag{7}$$

여기서 M_g 는 중력 하중에 의한 기둥면 슬래브 모멘트이다. 그리고 f_{se} 는 강선을 인장하였을 때 응력 손실을 고려한 강선에서 작용하는 인장응력이다. A_{sp} 는 강선의 주열대 내의 철근량이고, A_{st} 는 주열대 내의 상부 철근량, A_{sb} 는 주열대 내의 하부 철근량 이다. f_y 는 철근의 기준 항복 강도, d 는 부재의 유효 깊이, a 는 등가직사각형 응력블록의 깊이. A_{sb} 는 하부 철근량 이다. 그리고 jd 는 응력 중심 거리로서 k 는 중립축비로 식 (8)과 식 (9)와 같다.

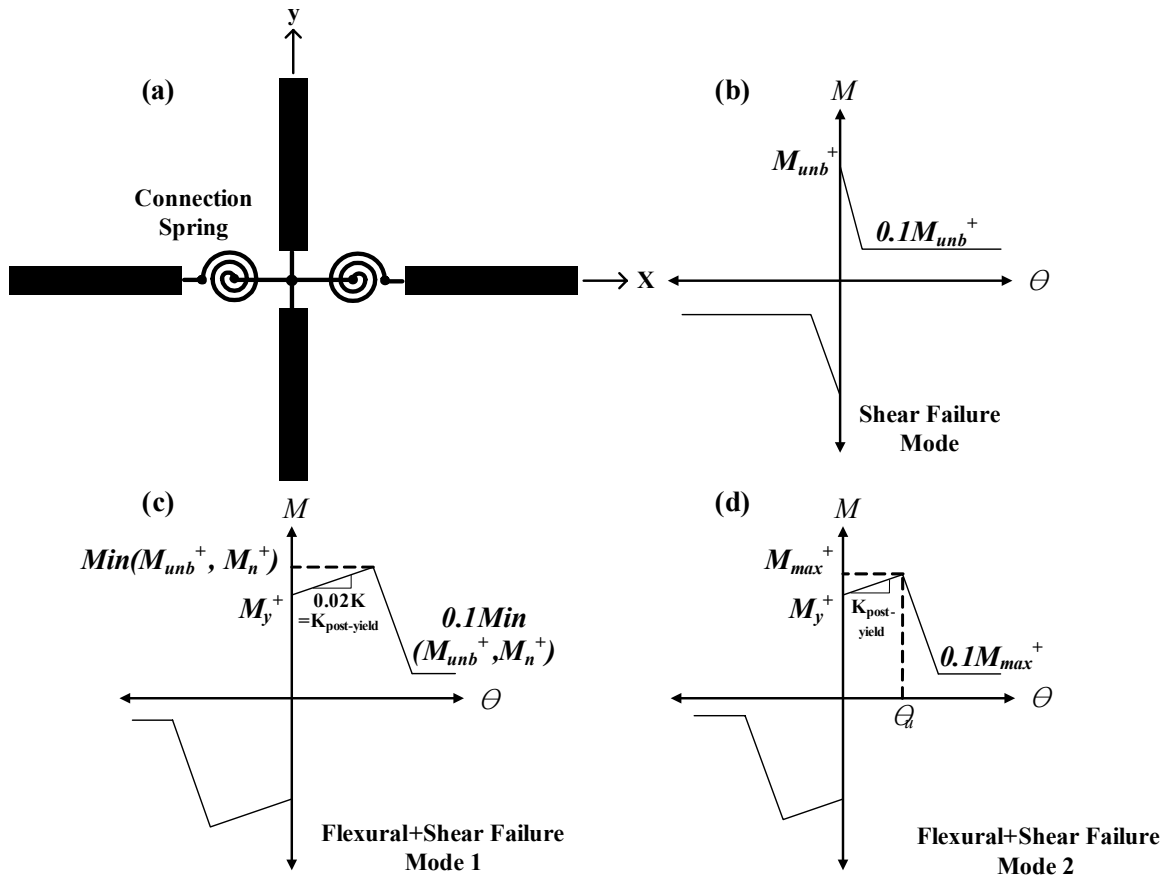
$$jd = d - \frac{kd}{3} \tag{8}$$

$$k = \left[(\rho + \rho')n^2 + 2(\rho + \frac{\rho'd'}{d})n \right]^{1/2} - (\rho + \rho')n \tag{9}$$

$$n = E_s / E_c \tag{10}$$



〈그림 3〉 접합부 이력모델⁽¹¹⁾



〈그림 4〉 접합부 스프링

ρ 는 인장 철근비($=A_{sb}/(ld)$)이고 ρ' 는 압축 철근비($= (A_{st} + A_{sp})/(ld)$)이다. l 는 주열대 폭이며, d '는 최상단의 압축철근 중심에서 연단까지의 거리이며, n 은 식 (10)과 같이 철근의 탄성계수(E_s)에 콘크리트 탄성계수(E_c)를 나눈 값이다.

기존 연구⁽⁷⁻⁹⁾에서는 PT 플랫 플레이트 골조 접합부의 휨 항복모멘트 이후 후 탄성 강성을 초기 탄성 강성의 1%~3% 사이의 값을 갖는 것으로 보고하고 있다. 본 연구에서는 후 탄성 강성은 초기 탄성 강성의 2%를 사용하였다. 또한, 접합부의 슬래브 휨 공칭 모멘트 M_n^-, M_n^+ 는 극한 상태에서 강선의 응력 f_{ps} 를 고려하여 구하였다.

$$M_n^- = (A_{sp}f_{ps} + A_{st}f_y)(d - \frac{a}{2}) - M_g$$

$$M_n^+ = (A_{sb}f_y)(d - \frac{a}{2}) + M_g \quad (11)$$

a 는 극한 상태에서 강선의 응력이 고려된 등가 직사각형 응력 블록의 깊이로서 다음과 같이 구한다.

$$a = \frac{A_{sp}f_{ps} + A_{st}f_y - A_{sb}f_y}{0.85f_c b} \quad (12)$$

3.3 슬래브 해석 모델

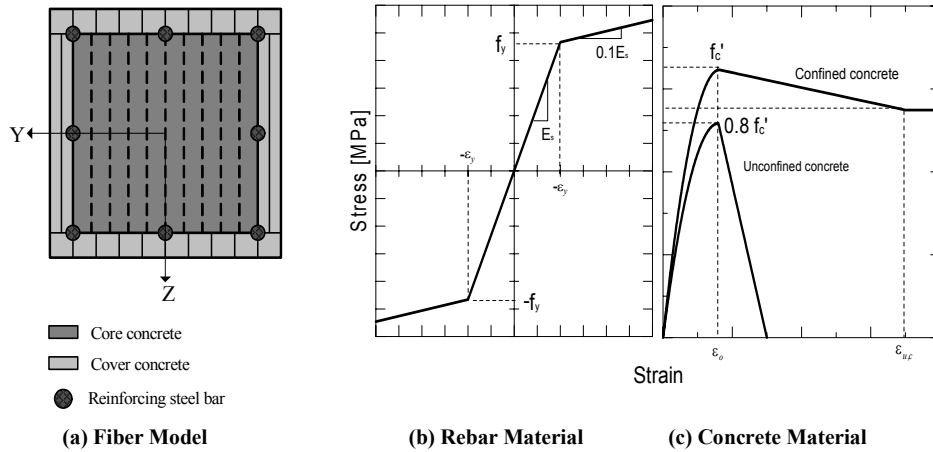
그림 1의 골조 모델에서 슬래브는 탄성 보 요소로 가정하였다. 앞서도 언급한 바와 같이 비탄성 거동은 슬래브의 단부에 있는 접합부 스프링에서 발생한다. 보의 두께는 슬래브 두께와 동일한 것으로 하였고 보의 폭은 식 (13)의 Banchik⁽¹⁴⁾가 제안한 유효 보폭을 사용하였다. 그리고 본 연구에서는 강성감소계수 β 는 Mochle와 Diebold⁽¹⁵⁾이 유효 보폭 모델에 대하여 제안한 0.33을 사용하였다.

$$a_i = (5 \frac{c_1}{L_2} + \frac{1}{4} \frac{L_1}{L_2}) \frac{1}{1-\nu^2} \quad a_e = (3 \frac{c_1}{L_2} + \frac{1}{8} \frac{L_1}{L_2}) \frac{1}{1-\nu^2} \quad (13)$$

여기서 c_1 과 L_1 은 하중이 작용하는 방향의 기둥폭과 슬래브 길이이며, L_2 는 L_1 에 수직인 슬래브폭, ν 는 포아송비이다.

3.4 기둥 해석 모델

기둥은 그림 5의 (a)와 같이 Fiber 모델로 표현하였다. Spacone⁽¹⁶⁾은 Fiber 모델이 기둥의 비선형 휨 거동을 적절히 묘사하는 것으로 보고하고 있다. 기둥의 단면은 중심 콘크리트와 피복 콘크리트 그리고 철근 요소로 나누었다. 이는



〈그림 5〉 기둥 모델

축력에 의해 피복 콘크리트의 탈락으로 인한 기둥 강도 저하 현상을 표현하기 위한 것이다. 단면의 철근과 콘크리트 재료 특성은 그림 5의 (b)와 (c)에 표시하였다. 콘크리트 응력-변형도는 Hognestad⁽¹⁷⁾에 의해 제안된 모델을 사용하였다.

4. 슬래브-기둥 접합부 해석 모델의 검증

4.1 슬래브-기둥 접합부 실험체

슬래브-기둥 접합부 모델의 타당성을 검증하기 위하여 접합부 모델을 기존 PT 플랫 플레이트 접합부 실험결과^(4,6)와 비교하였다. Han et al^(4,6)은 일정한 중력하중 및 유사정적 횡하중이 작용하는 PT 플랫 플레이트 접합부의 이력 거동을 실험적으로 연구하였다. 이 연구에서는 실험체를 중력하중의 크기, 하부 철근의 유무, 접합부의 위치를 변수로 하여 제작하였다. 그림 6은 접합부 실험 결과와 본 연구에서 제안한 접합부 모델을 이용하여 해석한 결과를 접합부 변위비와 횡력에 대하여 비교한 것이다. PI-D30과 PI-D50은 중력 하중비($V_g / \phi V_c$)가 0.3과 0.5인 내부 접합부 실험체이다. PI-D50X은 하부 철근이 없는 내부 실험체이고, PE-D50은 외부 접합부 실험체이다. 슬래브-기둥 접합부 실험체 실험결과와 해석 모델을 통해 얻은 해석결과를 비교해보면 해석모델이 실험결과를 잘 예측하는 것으로 나타났다. 특히 기둥을 관통하는 하부철근이 없는 실험체 PI-D50X의 취성적인 이력거동도 해석 모델이 잘 예측한다.

4.2 골조 실험체

본 연구에서 개발한 슬래브-기둥 접합부 모델을 이용하여 Kang과 Wallace^{(7),(8)}의 PT 플랫 플레이트 골조의 실험결과를 예측하였다. 실험체는 그림 7과 같이 양방향 슬래브 경간

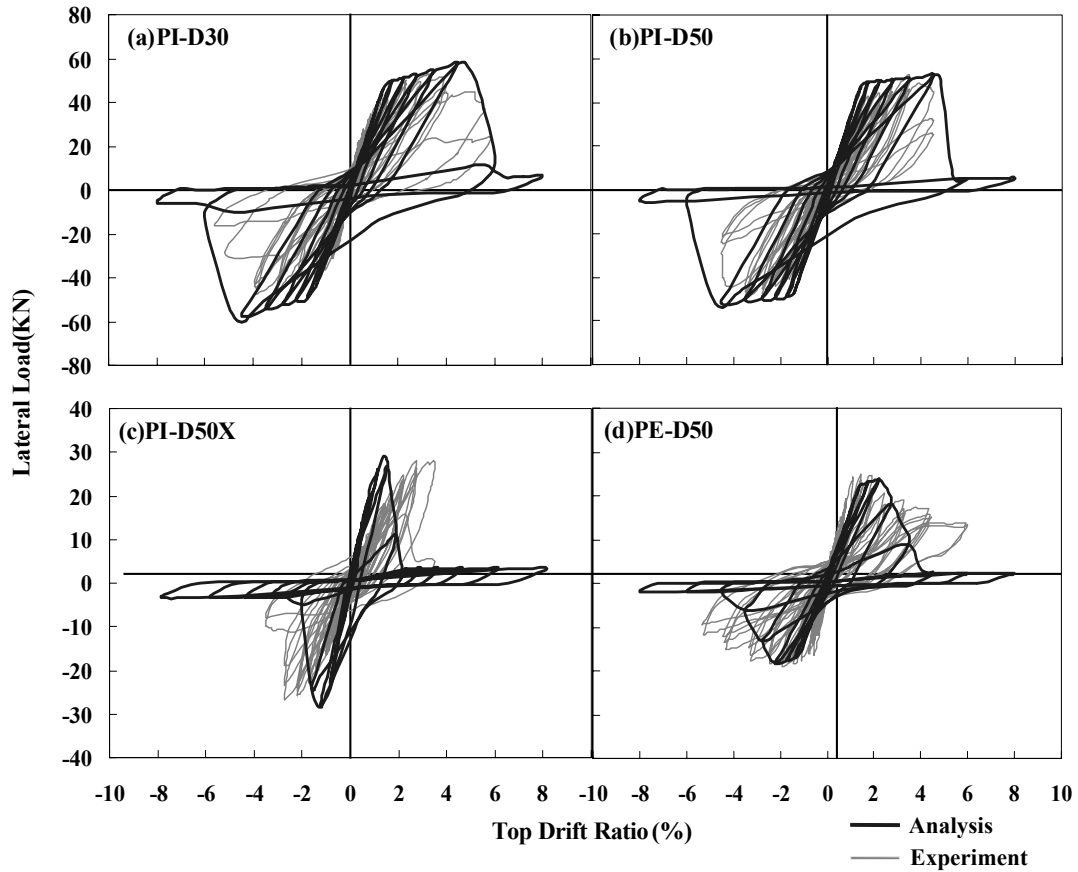
을 가진 2층 골조이다. Kang과 Wallace^{(7),(8)}의 연구에서는 2층 골조에 대하여 1999년 발생한 Chi-Chi 지진(PGA=0.136g)에 대한 진동대 실험을 수행하였다. 그림 8은 진동대 실험 결과에서 얻은 밀면 전단력과 지붕층 변위각에 대한 포락곡선 그림이다. 이 그림에는 개발한 해석모델을 이용하여 정적 푸쉬오버 해석을 수행하여 얻은 결과도 나타나 있다. 해석결과는 실험을 통하여 얻은 얻은 밀면 전단력과 지붕층 변위각의 관계를 잘 예측하는 것으로 나타났다. 해석과 실험을 통하여 얻은 최대 내력은 각각 약 204 kN과 약 210 kN으로, 오차가 약 3%이다.

5. 대상 실험체의 비선형 동적 해석

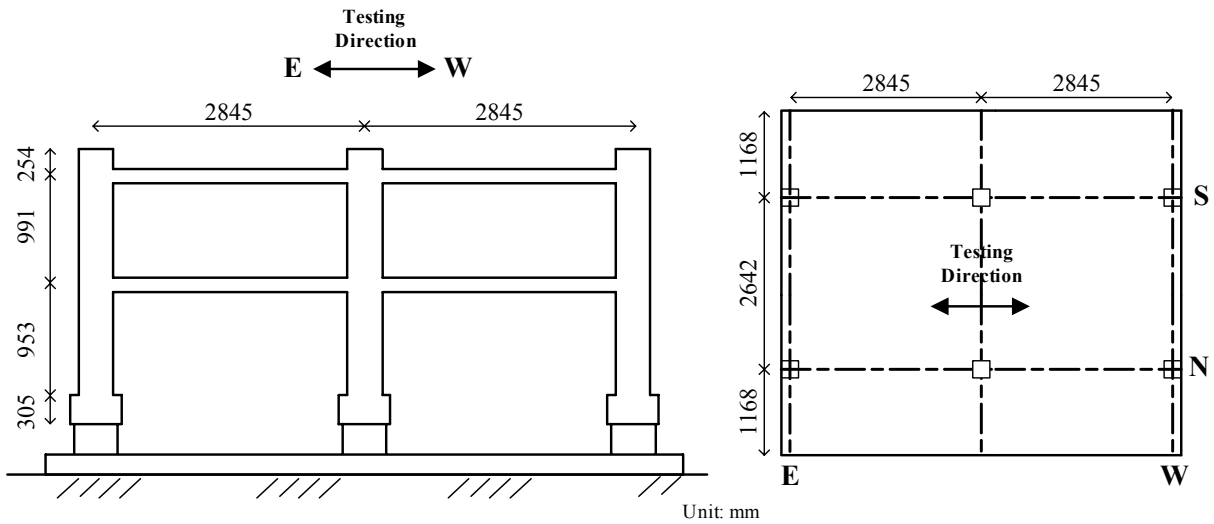
본 연구에서 개발한 해석 모델을 사용하여 2층 PT 플랫 플레이트 골조(그림 7)를 대상으로 접합부에서 기둥을 관통하는 하부 철근이 있는 경우와 하부 철근이 없는 경우를 변수로 하여 비선형 동적 해석을 수행하였다. 사용된 지반 가속도는 1940년 El Centro 지진기록을 사용하였다. 지진의 크기는 구조물의 기본주기(=0.56초)에서 유사 가속도 스펙트럼(PSA)이 0.3g, 0.5g, 0.7g로 조정하여 사용하였고 각각에 대한 최대 지반 가속도는 0.11g, 0.18g와 0.27g이다.

그림 10에는 기둥을 관통하는 슬래브 철근이 있는 경우와 없는 경우의 최대변위가 발생하는 1층에서의 층간 변위 이력이 나타나 있다. 또한 표 2에는 이러한 이력곡선에서 찾은 각 층별 최대 변위각이 요약되어 있다.

PSA 0.3g의 경우를 보면 하부 철근이 있는 해석 골조와 하부 철근이 없는 해석 골조가 유사한 층간 변위비가 나타났다. 두 해석 골조 1층에서의 최대 층간 변위비가 0.014[rad]로 동일하게 나타났다. PSA가 0.3g로 조정된 지진에 대하여는 두 골조 모두 탄성 범위 내에서 거동하는 것으로 나타



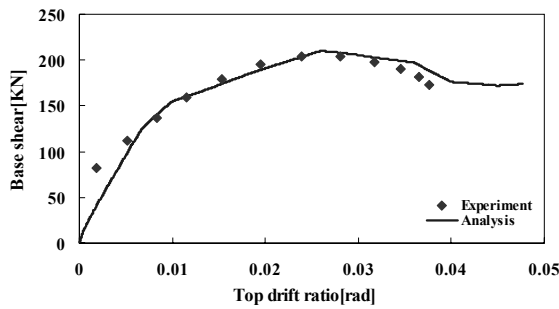
〈그림 6〉 슬래브-기둥 접합부 실험 결과와 해석 결과 비교



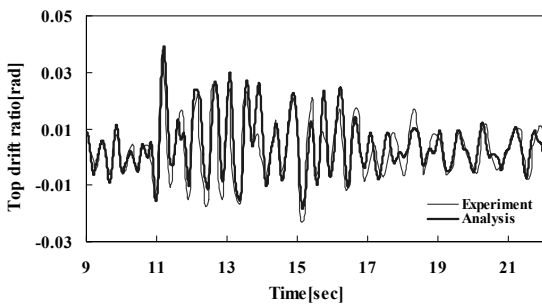
〈그림 7〉 PT 플랫 플레이트 골조 실험체^{(7),(8)}

〈표 1〉 PT 플랫 플레이트 골조 실험체의 실험 결과와 해석 결과 비교

Experiment Type	Results	Analysis (1)	Experiment (2)	(1) / (2)
Push Over result	Base Shear[kN]	209.87	203.91	1.03
	Top drift ratio[rad]	0.039	0.038	1.03
Dynamic result	Fundamental Period[sec]	0.56	0.54	1.04



〈그림 8〉 골조 실험체 푸시 오버 결과 비교

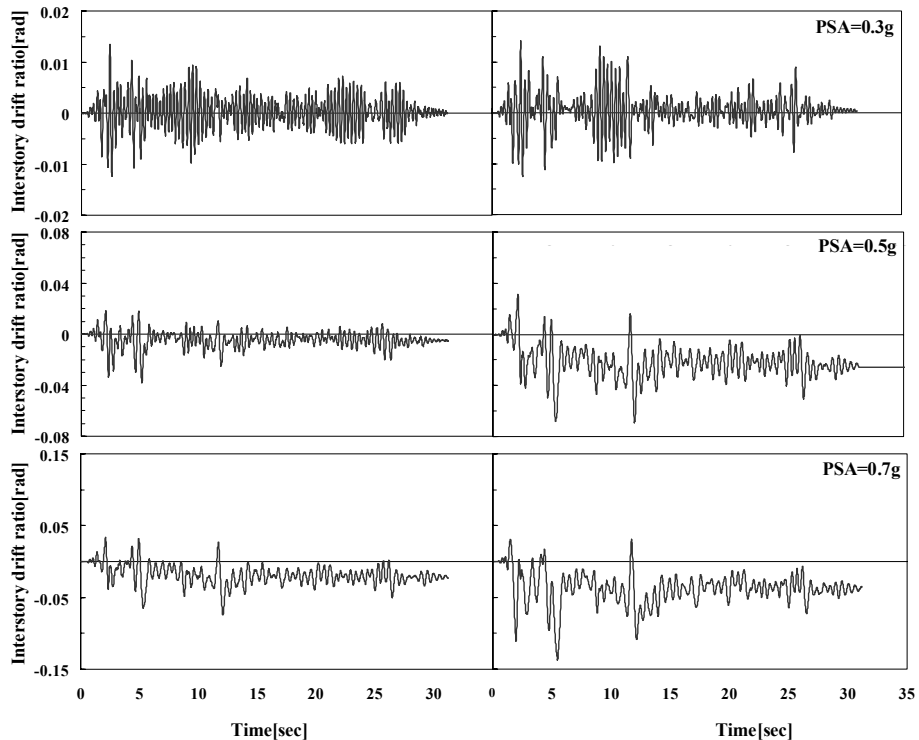


〈그림 9〉 골조 실험체 동적 실험 결과 비교

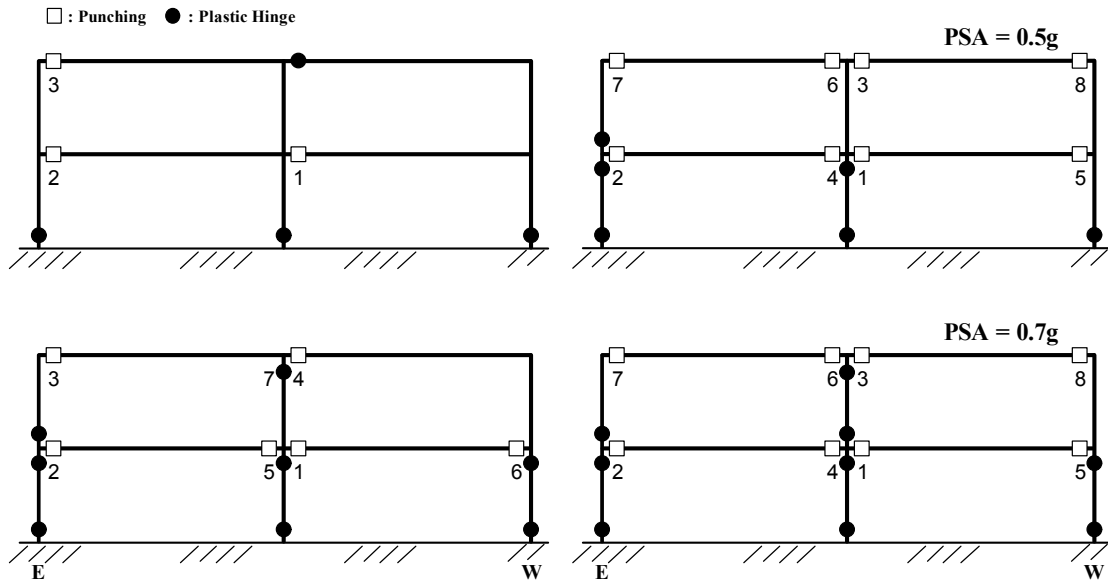
났다. PSA 0.5g의 경우를 보면 그림 10에서 보이는 것처럼 지진 발생 후 잔류 변형이 생겼고, 잔류 변형의 크기는 기둥을 관통하는 슬래브 하부 철근이 없는 골조가 하부 철근이 있는 골조에 비하여 크게 나타났다. 1층에서 슬래브 하부 철근이 없는 골조와 하부철근이 있는 골조의 잔류변형비는 약 4.33배(=0.026/0.006)이다. 또한 하부 철근이 없는 골조의 1층과 2층에서 최대 층간 변위비가 하부 철근이 있는 골조보다 약 1.86배(=0.069/0.037), 1.63배(=0.052/0.037) 크게 나타났다. 0.7g의 경우 0.5g의 경우처럼 동적 해석 후 해석 골조의 소성 변형이 발생하여 잔류 변형이 생겼고, 1층에서 슬래브 하부 철근이 없는 골조와 하부철근이 있는 골조의 잔류 변형비는 약 1.57배(=0.036/0.023)이다. 하부 철근이 없는 골조의 1층과 2층에서 최대 층간 변위비가 하부 철근이 있는 골조보다 약 1.86배(=0.138/0.074), 1.87배(=0.105/0.056) 크게 나타났다. 이와 같은 결과를 통해 지진 가속도의 크기가 커질수록 슬래브 하부 철근이 없는 골조에 요구되는 층간 변위비가 큰 것으로 나타났다.

〈표 2〉 응답 가속도 증가에 따른 실험체의 최대 층간 변위비

PSA	Maximum interstory drift ratio[rad]			
	With bottom bar		Without bottom bar	
	1story	2story	1story	2story
0.3g	0.014 (2.58sec)	0.011 (2.42sec)	0.014 (2.43sec)	0.009 (2.43sec)
0.5g	0.037 (5.16sec)	0.032 (5.16sec)	0.069 (5.34sec)	0.052 (5.34sec)
0.7g	0.074 (12.08sec)	0.056 (12.08sec)	0.138 (5.47sec)	0.105 (5.47sec)



〈그림 10〉 응답 가속도 증가에 따른 실험체의 1층 층간 변위비 비교



〈그림 11〉 해석 골조의 뚫림 전단 파괴 분포도

그림 11에는 해석 결과를 통하여 가속도 스펙트럼 0.5g, 0.7g로 조정된 두 개의 지진에 대한 뚫림 전단 파괴가 발생한 접합부들을 나타내고 있다. 가속도 스펙트럼 0.3g인 지진에 대하여는 뚫림 전단 파괴가 발생하지 않았다. 기둥을 관통하는 철근의 유무와 상관없이 모두 탄성거동을 하였다. 가속도 스펙트럼 0.5g에 대하여는 기둥 관통하는 슬래브 하부 철근이 없는 기둥 슬래브 접합부는 100%가 파괴되었는데 반하여 슬래브 하부 철근이 있는 기둥 슬래브 접합부는 약 38%가 파괴 되었다. 뚫림 전단 파괴 발생 순서를 보면 슬래브 하부 철근이 있는 해석 골조의 경우 첫 번째 뚫림 전단 파괴는 5.16초에 1층 내부 접합부에서 발생하였다. 그리고 1층 동쪽 외부 접합부, 2층 동쪽 외부 접합부 순으로 5.20초와 5.24초의 매우 짧은 시간 동안에 연쇄적으로 뚫림 전단 파괴가 발생하였다. 슬래브 하부 철근이 없는 해석 골조의 경우 2.06초에 1층 내부 접합부와 1층 동쪽 외부 접합부에서 뚫림 전단 파괴가 발생하였다. 이후 2.08초에서 2.14초 사이에 2층 내부 접합부, 1층 서쪽 외부 접합부 순으로 모든 접합부에서 뚫림 전단 파괴가 발생하였다.

가속도 스펙트럼 0.7g에 대하여 기둥 관통하는 슬래브 하부 철근이 없는 기둥 슬래브 접합부는 0.5g의 경우처럼 100% 파괴되었다. 그리고 슬래브 하부 철근이 있는 기둥 슬래브 접합부는 75%가 파괴가 발생하였다. 뚫림 전단 파괴의 발생 순서는 0.5g의 경우와 비슷하게 발생하였다. 슬래브 하부 철근이 있는 해석 골조는 2.12초에서 1층 내부 접합부와 1층 동쪽 외부 접합부 그리고 2층 동쪽 외부 접합부에서 동시에 뚫림 전단 파괴의 발생하였다. 이후 2.14초에서 2.18초 사이에 2층 내부 접합부와 1층 서쪽 외부 접합

부가 추가로 뚫림 전단 파괴가 발생하였다. 슬래브 하부 철근이 없는 골조 실험체의 경우 0.5g의 경우보다 좀 더 빠른 1.98초에 뚫림 전단 파괴가 발생하였다. 발생 순서는 0.5g의 경우와 비슷하게 발생하였다

6. 결론

본 연구는 기존 실험 결과를 바탕으로 PT 플랫 플레이트 슬래브-기둥 접합부의 이력 특성 및 다양한 파괴 특성이 반영된 슬래브-기둥 접합부 해석 모델을 개발하였다. 특히 본 연구에서 개발한 모델은 기둥을 관통하는 슬래브 하부 철근이 있는 접합부와 하부철근이 없는 PT 플랫 플레이트 슬래브-기둥 접합부에 대하여 다양한 경로를 통한 뚫림 전단 파괴를 반영할 수 있도록 하였다. 해석모델의 검증은 위하여 기존의 모델은 기둥을 관통하는 슬래브 하부 철근이 있는 접합부와 하부철근이 없는 PT 플랫 플레이트 슬래브-기둥 접합부 실험결과와 구조체 실험결과와 비교하였다. 구조체 실험결과는 기존연구^{(7),(8)}에서 수행한 2층 PT 플랫 플레이트 골조의 Chi-Chi 지진을 이용한 진동대 실험 결과를 대상으로 하였다. 해석 결과와 실험 결과를 비교를 통하여 본 연구에서 개발한 해석 모델은 접합부 실험결과 뿐만 아니라 구조체 실험결과도 잘 예측하는 것으로 나타났다.

또한 본 연구에서는 기둥을 관통하는 슬래브 바닥 철근이 있는 접합부와 철근이 없는 접합부를 갖는 2층 PT 플랫 플레이트 골조를 대상으로 1940년 El centro 지진에 대하여 비선형 해석을 수행하였다. 지진은 구조물의 고유주기 (=0.56 sec)에서 유사가속도 스펙트럼이 0.3, 0.5, 0.7g가 되도록 조정

하여 사용하였다. 유사 가속도 스펙트럼이 0.3g인 지진에 대하여는 슬래브 하부 철근이 있는 접합부를 갖는 골조와 슬래브 하부 철근이 없는 접합부를 갖는 골조의 1층과 2층의 최대 층간 변위비가 유사한 것으로 나타났다. 하지만 유사 가속도 스펙트럼이 0.5g인 지진에 대하여는 슬래브 하부 철근이 없는 접합부를 갖는 골조가 하부철근이 있는 골조에 비하여 더 큰 층간 변위가 발생하였으며, 지진 끝난 후에 잔류 변형도 더 크게 나타났으며, 뚫림 전단이 발생한 접합부의 개수도 더 많은 것으로 나타났다. 유사 가속도 스펙트럼이 0.7g인 지진에 대하여는 기둥을 관통하는 슬래브 하부철근이 없는 골조는 접합부 모두가 뚫림 전단 파괴를 경험할 한데 반하여, 슬래브 하부철근이 있는 경우의 골조는 접합부의 75%만 뚫림 전단 파괴가 발생하였다. 골조 실험체의 뚫림 전단 파괴의 발생 순서를 보면 슬래브 하부 철근의 유무와 상관없이 중력하중의 영향을 크게 받는 내부 접합부가 외부 접합부 보다 빨리 발생하였다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 특정기초연구(R01-2006-000-10722-0) 지원과 과학기술부 우수연구센터육성사업인 한양대학교 친환경건축 연구센터(R11-2005-056-04002-0)의 지원으로 수행되었음.

참고 문헌

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02)", *American Concrete Institute*, Detroit, 2002.
2. Douglas A. Foutch, William L. Gamble, and Harianto Sunidja, "Tests of Post-tensioned Concrete Slab-Edge Column Connections", *ACI Structural Journal*, V.87, No. 2, March-April 1990, pp. 167-179.
3. Martinez-Cruzado, Jose Antonio, "Experimental study of post-tensioned flat plate exterior slab-column connections subjected to gravity and biaxial loading", Ph D Thesis, Department of Civil Engineering, University of Berkeley, CA, 1993.
4. Han, et all, "Hysteretic behavior of exterior post-tensioned flat plate connections", *Engineering Structures*, Elsevier, 28, 2006, pp. 1983-1996
5. S.W. Han, S.-H.Kee, T.H.-K.Kang, S.-S.Ha, J.W.Wallace, L-H.Lee "Cyclic behaviour of interior post-tensioned flat plate connections", *Magazine of Concrete Research*, Vol 58, 2006, pp. 699-711
6. S.W. Han, S.-H.Kee, S.-S.Ha, J. W. Wallace, "Effects of Bottom Reinforcement on Hysteretic Behavior of Post-Tensioned Flat Plate Connections" submitted to *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 2007.
7. KANG T. H.-K., "Shake Table Tests and Analytical Studies of Reinforced and Post-Tensioned Concrete Flat Plate Frames", Ph.D. Thesis, UCLA, Sept. 2004.
8. Thomas H.-K. Kang and John W. Wallace, "Punching of Reinforced and Post-Tensioned Concrete Slab-Column Connections" *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 4, July-August 2006. pp. 531-540
9. Mary Beth D. Hueste and James K. Wight "NONLINEAR PUNCHING SHEAR FAILURE MODEL FOR INTERIORSLAB-COLUMN CONNECTIONS," *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING*, V. 125, No. 9 SEPTEMBER 1999, pp. 997-1008
10. Elwood, K. J. "Shake Table Tests and Analytical Studies on the Gravity Load Collapse of Reinforced Concrete Frames", PhD Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California at Berkeley, CA. 2002.
11. OpenSees Development Team. "OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulations," Version 1.7.3, Berkeley, CA. 2006
12. Austin Pan and Jack P. Moehle. "Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates", *ACI Structural Journal*, V. 86 No. 3, May-June 1989. pp. 250-258.
13. Austin Pan and Jack P. Moehle. "An Experimental Study of Slab-Column Connections," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 6, November-December 1992, pp. 626-638
14. Banchik, C.A., "Effective Beam Width Coefficients for Equivalent Frame Analysis of Flat-Plate Structures." ME thesis, University of California at Berkeley, Cali. May, 1987.
15. Moehle, J. P., and Diebold, J. W., "Lateral Load Response of Flat Plate Frame," *ASCE*, V.111, No.10. Oct. 1985, pp. 2149-2165.
16. Spacone, E., Filippou, F. C., and F. F. Taucer. "Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames: Part I. Formulation," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, 1996, pp. 711-725.
17. E. Hognestad, N.W. Hanson, D. McHenry, Concrete stress distribution in ultimate strength design, *ACI J.* 52 (4), 1955, pp. 455-480.
18. NEHRP (1988). Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings, Federal Emergency Management Agency (FEMA). Building Seismic Safety Council, Washington, D.C.