

비정형 철근콘크리트건물의 비선형 정적해석 Nonlinear Static Analysis of Irregular RC Buildings

고동우* 이한선**
Ko, Dong Woo Lee, Han Seon

ABSTRACT

Three building structures having piloti frames in the lower two stories were selected as prototypes and were analyzed using nonlinear static analysis to investigate the seismic capacity of these buildings. The first one has a symmetrical moment resisting frame (Model 1), the second has an infilled shear wall in the central frame (Model 2), and the third has an infilled shear wall only in one of exterior frames (Model 3). The analytical results were compared with those of shaking table tests with regards to the overstrength and ductility of the irregular buildings. Infilled shear wall in Model 2 and Model 3 induced large overstrength factors, 6.8 and 6.0, respectively, which are about two times larger than that of Model 1, 3.5. The displacement ductility ratio in Model 2 was only 2.5, due to the shear failure of wall in the piloti stories, whereas those of Model 1 and Model 3 reached 3.2.

1. 서론

1995년 고베지진과 1999년 터키와 대만지진에 이어 지난 2월에 발생한 이란지진 등에서 보듯이 대형지진에 의한 피해는 국가의 경제, 사회적인 면에서 큰 손실을 주고 있다. 이러한 가운데 근래 우리나라에서 급증하고 있는 상부벽식-하부골조의 형태를 띠는 비정형 구조물은 모멘트 저항골조나 벽식구조와는 달리 하부골조에서 연약층 파괴가 발생할 가능성이 높으므로 지진에 의한 대형 피해가 우려되는 대표적인 건물의 형태라고 할 수 있어 이와 같은 건물의 동적 특성을 파악하기 위하여 진동대 실험이 수행된 바 있다.

본 연구에서는 진동대실험이 수행된 세 가지 형태의 건물에 대해 비선형 정적해석을 수행하여 진동대 실험결과와 비교함으로써 해석방법을 검증하고, 해석결과로부터 건물의 연성, 초과강도, 파괴양상을 예측하였다.

* 정회원 · 고려대학교 공학기술연구소 연구조교수

** 정회원 · 고려대학교 건축공학과, 교수

2. 대상건물의 선정과 설계

현재 우리나라에서 건설되고 있는 주상복합 건물에 대한 사례를 조사한 후, 하부골조는 양방향 2층 2경간으로 구성되고 상부 벽식부분은 15층으로 이루어진 건축물을 대상건물로 선정하였다.⁽¹⁾ 세가지 대상건물들은 강성과 강도측면에서 각각 연층과 약층에 해당하며, 면내불연속, 횡력저항요소의 면외 어긋남에 해당하였다. 또한 비틀림 거동을 관찰하기 위한 모델 3의 경우 비틀림 비정형 건물이다. 그림 1은 대상건물을 1/12로 축소하여 진동대 실험을 수행한 실험체의 측면, 정면, 평면이다. 실험체의 설계와 관련한 사항은 참고문헌에 자세히 언급되어 있다.⁽²⁾

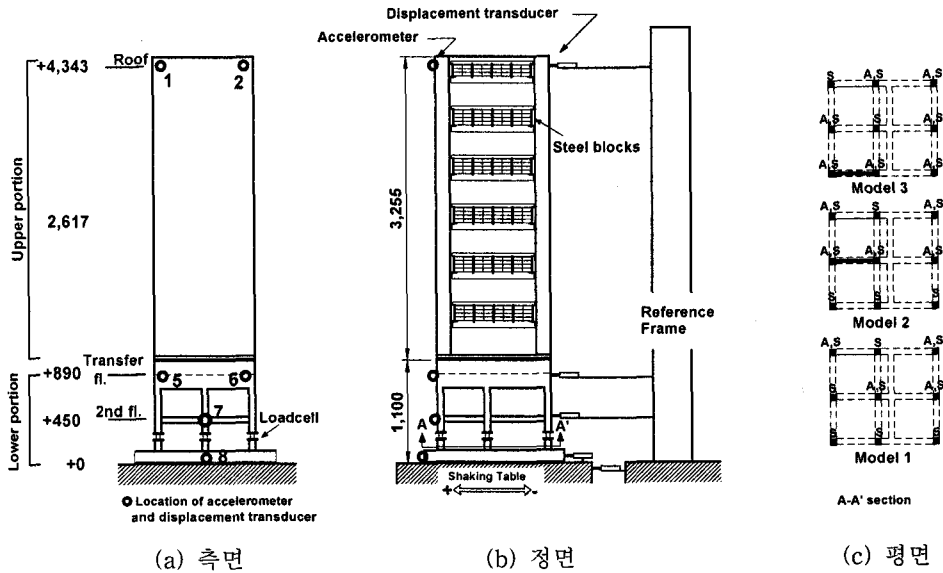
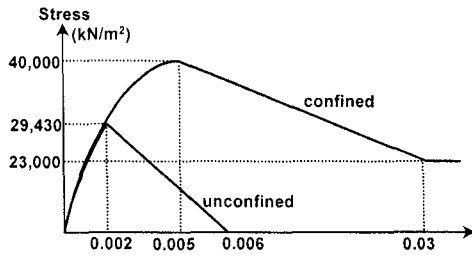


그림 1 대상건물의 평면과 입면

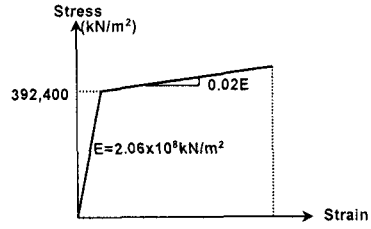
3. 비선형해석모델

대상건물의 비선형 정적해석을 수행하는 프로그램으로 U.C. Berkeley의 PEER Center에서 제공하는 OpenSees(Open System for Earthquake Engineering Simulation)를 사용하였다. OpenSees에 대한 소개와 해석모델은 참고문헌에서 언급하였다.⁽³⁾⁽⁴⁾⁽⁵⁾

해석에서 비선형 거동을 나타내는 부분을 묘사하기 위해 적용한 콘크리트와 철근의 이력모델은 그림 3과 같다. 기둥의 피복과 보, 그리고 벽체의 경우 비구속 콘크리트의 물성을 적용하였으며, 기둥의 코어부분은 횡철근에 의해 구속되기 때문에 구속콘크리트의 물성을 적용하였다. 구속콘크리트의 경우 횡철근의 배근에 따라 구한 유효 최대횡압력과 구속콘크리트의 압축력을 이용하여 구속콘크리트의 응력-변형을 관계를 구하는 Paulay와 Priestley의 방법을 따랐다.⁽⁶⁾ 그림 3(a)와 (b)는 모델 2, 모델 3의 해석에서 적용한 콘크리트와 철근의 물성이다. 그림 4(a)와 (b)는 기둥의 비탄성거동을 묘사하기 위한 섬유(fiber)모델로서 철근은 단면에서 철근의 위치와 단면적을 지정하였다. 최대강도 시 비구속 콘크리트의 변형률과 철근의 탄성계수는 각각 0.002와 $2.06 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ 이다. 모델 1의 경우 진동대 실험 이전에 갑작스런 진동대의 오작동으로 인해 실

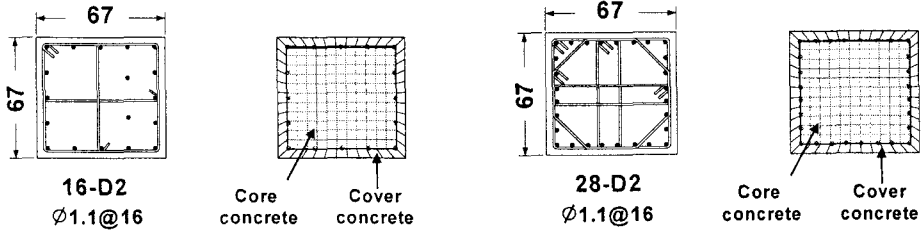


(a) 콘크리트 물성



(b) 철근의 물성

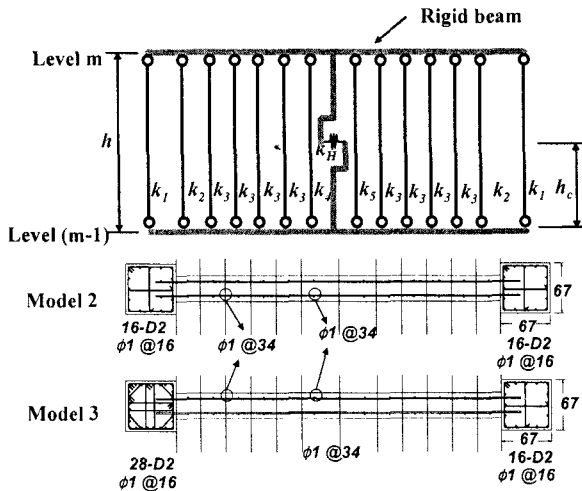
그림 3 재료의 물성과 기둥의 단면 모델



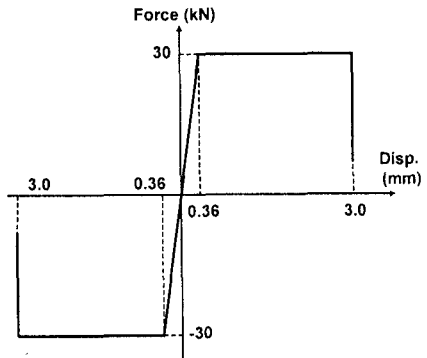
(a) 모델 3의 코너기둥을 제외한 기둥

(b) 모델 3의 코너기둥

그림 4 기둥의 단면해석모델



(a) 벽체의 해석모델



(b) 벽체 전단스프링의 힘-변형관계

그림 5 벽체의 해석모델

험체에 손상이 가해져서 Taft030이전의 고유주기에 근접하도록 콘크리트와 철근의 물성을 조절하였다.

벽체는 벽체 중앙에 전단강성을 갖는 스프링과 벽체 단면을 나타내는 여러 개의 수직트러스요소로 이루어진 MVLE(Multiple-Vertical-Lime-Element)⁽⁷⁾을 적용하였다(그림 4(a)). 수직트러스요소는 그림 5(a)에서 보듯이 벽체의 각 부분을 철근과 비구속 콘크리트로 이루어진 섬유(fiber)모

표 1 벽체의 전단스프링의 강성을 구하는 과정

전단강도	변위
$V = V_c + V_s = 29 \approx 30 \text{ kN}$ $V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b_w d = 17 \text{ kN}$ $V_s = \frac{A_s f_y d}{s} = 12 \text{ kN}$	$G_c = 1,500 \text{ MPa}$ $v_y = V_y / b_w d = 1.556 \text{ MPa}$ $\gamma_y = v_y / G_c = 0.001 \text{ rad}$ $\delta_y = \gamma_y \times h = 0.36 \text{ mm}$
V_c : 콘크리트가 부담하는 전단력 V_s : 철근이 부담하는 전단력 f_{ck} : 콘크리트의 압축강도 b_w : 벽체웹부분의 두께(34mm) d : 벽체의 유효깊이(567mm)	G_c : 콘크리트의 전단계수 v_y : 전단응력, γ_y : 전단변형률 h : 벽체의 높이 (300mm) δ_y : 벽체의 항복 횡변위

델로 단면을 만듦으로써 축강성 k_n 가 정의되며, 이때 모든 길이에 걸쳐 1개의 비선형 요소로 정의된다. 또한 벽체의 전단변형을 묘사하는 전단스프링(k_H)은 기존의 실험결과⁽⁷⁾⁽⁸⁾로부터 벽체의 전단계수를 추정하여 표 1과 같이 전단스프링(k_H) 전단강도(V)와 항복변위(δ_y)를 구하였다. 이상과 같이 구한 벽체의 전단스프링의 포락선은 그림 5(b)와 같다.

하부골조부분은 비선형부분을 상세히 모델한 반면, 상부골조부분의 탄성계수는 $2.06 \times 10^9 \text{ kN/m}^2$ 로서 하부골조부분보다 약 10배 큰 값을 적용하여 탄성강체로 모델링하였다. 그림 6은 해석모델의 개략도로서 각층의 질량중심에 U_x , U_y , R_z 성분의 층 질량을 집중시킨 후 각 층의 절점을 rigid link로 구속시키고, 정적해석을 위한 횡력의 분포는 상부층의 질량분포가 일정하다고 가정하여 그림 6과 같은 비율로 분포시켰다. 대상건물의 경우 보는 집중소성(concentrated plasticity)모델을, 기둥은 분산소성(distributed plasticity)모델을 적용하였다.

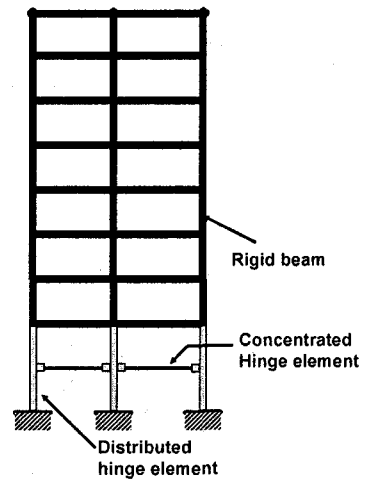


그림 6 전체모델과 횡하중분포

4. 실험과 해석의 상관성

대부분의 손상이 하부골조층에 집중되므로, 전이보층변위와 밀면전단력의 관계를 비교함으로써 실험과 해석의 상관성을 파악하였다. 모델 1, 모델 2 그리고 모델 3의 실험과 해석에서 나타난 전이보층변위와 밀면전단력의 관계를 그림 7, 그림 8에서 비교하였다.

그림 7에서 보듯이 탄성거동을 하는 Taft030에서는 세가지 모델 모두 실험 결과와 해석 예측값이 거의 일치하였다. 에너지소산이 크게 발생하고, 비탄성거동을 하는 Taft080에서는 모델 1의 경우 Taft080에서 (-)방향일 때 강성에서 다소 차이가 발생하는 것을 제외하고는 실험과 해석결과가 거의 일치하였으며, 모델 2는 실험결과 나타난 강성이 해석에서 나타난 강성보다 다소 낮았다. 이와 같이 Taft080에에서 강성의 차이가 발생한 것은 초기 실험 시 실험체의 1층벽체 시공준부분

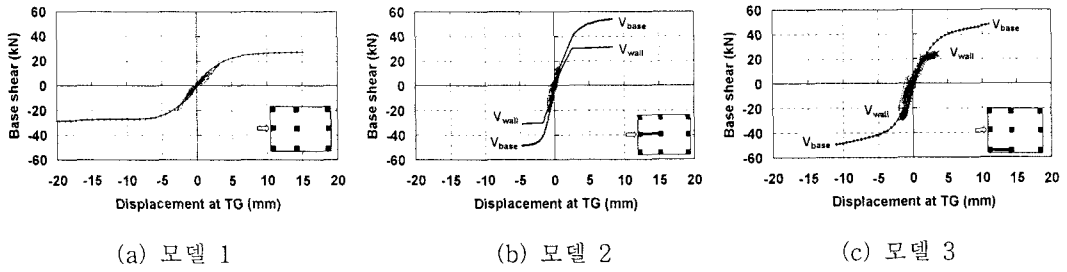


그림 7 밀면전단력-전이보층변위의 관계 (Taft030)

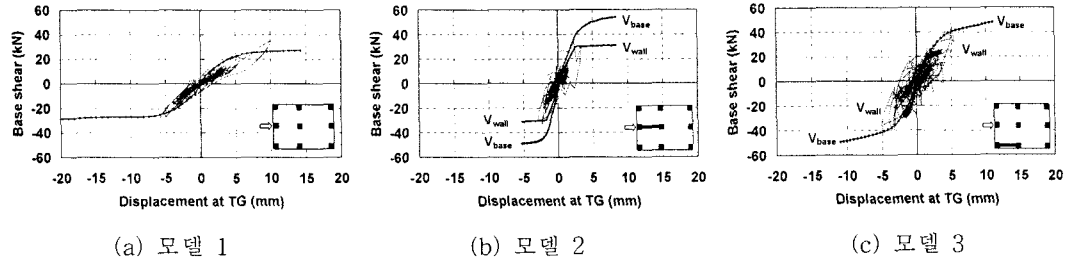


그림 8 밀면전단력-전이보층변위의 관계 (Taft080)

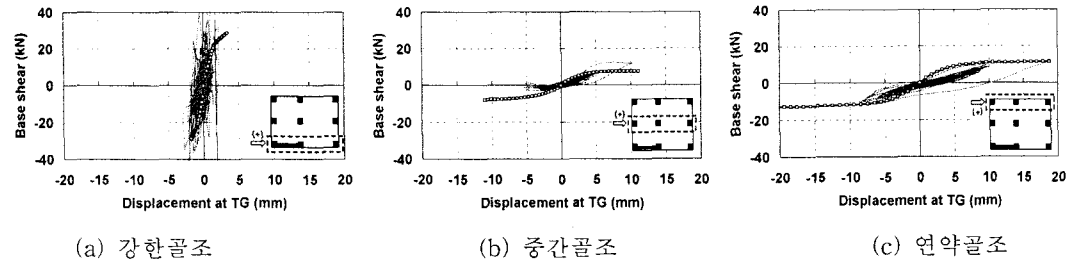


그림 9 모델 3의 골조별 밀면전단력-전이보층변위의 관계 (Taft120)

에 균열이 발생하였기 때문인 것으로 보인다. 모델 3의 경우에도 연약골조가 항복하여 비탄성거동을 하는 Taft080에서도 해석과 실험결과는 거의 비슷하였다. 모델 2의 경우 밀면전단력 가운데 전단벽이 부담하는 전단력은 전단벽이 항복할 때 80%였으며, 벽체가 항복 후 골조가 부담하는 전단력의 비중이 급증하여 전단벽이 부담하는 전단력은 56%로 감소하였다. 반면, 모델 3의 경우 파괴 직전 전단벽이 부담하는 전단력은 50%에 이르렀다. 모델 3의 Taft120 실험결과로부터 구한 각 골조별 전단력과 전이보층변위의 관계를 그림 9에서 비교하였다. 강한 골조의 경우 이미 항복에 도달하였으며, 연약골조의 경우 해석과 실험에서 보여준 전이보층변위와 밀면전단력의 관계가 거의 일치하였다. 단, 중앙골조의 경우 실험에서 밀면전단력은 (+)방향으로 편향이 크게 발생한 반면, (-)방향으로는 거의 발생하지 않은 점이 특이한 사항이다. 이와 같은 차이가 발생함에도 불구하고, 그림 7 ~ 그림 9로부터 OpenSees를 이용하여 비선형정적해석을 수행하면, 비정형건물의 비탄성거동을 비교적 정확히 예측할 수 있음을 알 수 있다.

5. 해석결과의 고찰

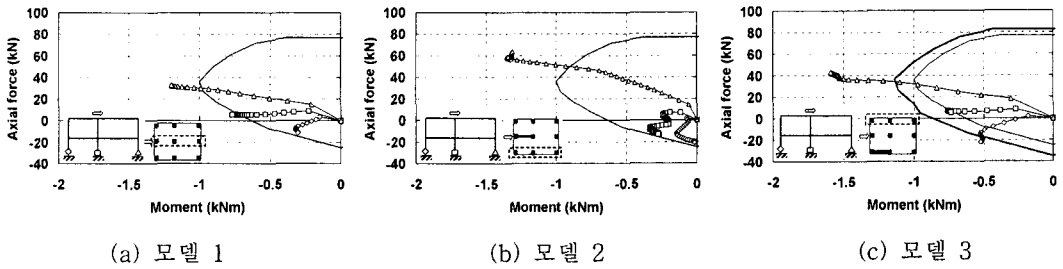


그림 10 기둥의 축력-모멘트 상관관계

비선형정적해석결과가 진동대실험결과와 거의 근접하게 나타났으므로, 비선형정적해석결과로부터 비정형건물의 거동특성과 연성, 초과강도 등에 대해 살펴본다.

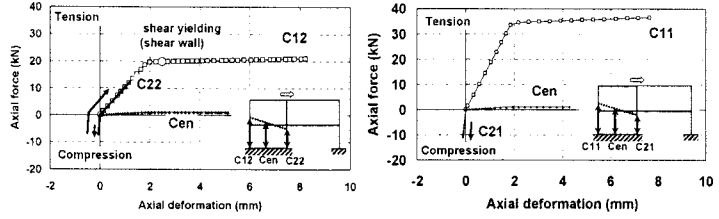
5.1 기둥과 벽체의 거동

세 가지 모델의 기둥의 소성힌지영역에서 축력-모멘트의 상관관계, 모멘트-곡률의 상관관계를 각각 그림 10에서 비교하였다. 모델 3의 P-M상관곡선 중 굵은 선은 코너기둥, 가는 선은 모서리 기둥의 P-M상관도이다. 세 가지 모델 모두 기둥의 축력-모멘트 관계는 P-M상관도를 넘어섰는데, 모델 1과 모델 3은 축력보다는 모멘트의 증가가 두드러진 반면, 모델 2는 모멘트보다 축력의 증가가 두드러져 압축력이 60kN까지 증가하였다. 벽체 양단 기둥과 벽체 판넬 중앙부분의 축변형량과 축력의 관계를 그림 11에서 비교하였다. 벽체 가운데 인장을 받는 부분(C12, C11)은 모델 2와 모델 3 모두 항복하였다. 모델 2의 벽체 가운데 압축을 받는 부분(C22)는 초기에는 압축을 받다가 인장으로 변화하여 최종적으로는 C12, Cen, C22의 축변형량은 각각 8.2mm, 5.1mm, 1.2mm 증가하였으며, 모델 3에서 C11, Cen, C21의 최종 축변형량은 각각 7.6, 4.2, -0.1mm로 나타났다. 1층 벽체의 전단력(V_{wall})에 대한 벽체의 전단변형(벽체 전단스프링의 변형, δ_{v1})과 전체 변형(δ_{2F})을 그림 12에서 비교하고 있는데, δ_{2F} 과 δ_{v1} 의 차이는 휨과 들뜸에 의한 변형을 의미한다. 모델 2의 경우 벽체의 전단변형에 대해서는 항복한 후 3mm에 이르러 파괴되어 이는 전체 구조물의 붕괴를 초래하였으며, 전단에 의한 변형은 탄성영역에서는 전체 변형의 50%, 최종파괴시에는 전체 변형의 75%를 차지하였다. 모델 3은 전단에 의한 변형은 탄성에 머무르면서 휨변형의 비율이 전체 변형의 60%정도였으나, 코너기둥이 인장력에 의해 항복하면서 휨변형의 비율이 80%까지 증가하였다.

5.2 연성과 초과강도

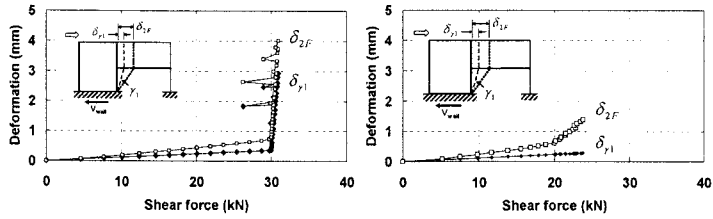
세 모델에 대한 전이보층변위와 밑면전단력의 관계를 그림 13에서 비교하였다. 항복강도와 항복 변위는 첫 번째 나타나는 항복점과 원점을 이은 선과 최대강도 시 접선이 만나는 점을 항복강도와 항복변위로 간주하였다. 모델 1과 모델 2의 경우 인장을 받는 기둥에서 첫 번째 항복이 발생한 반면, 모델 2는 전단벽에서 첫 번째 항복이 발생하였다.

모델 1, 모델 2, 그리고 모델 3의 연성은 각각 3.2, 2.5, 3.2이고, 초과강도는 각각 3.5, 6.8, 6.0으로 나타났다. 모델 1과 모델 3의 연성이 비슷하고, 초과강도는 모델 2가 가장 컸다. 모델 1과 모델 3의 경우 골조에서 비선형 거동에 의한 에너지를 충분히 흡수하여 모델 2와 비교할 때 충분한 연성을 보여주었다. 그러나, 모델 1의 경우 횡력에 대한 저항은 가장 작았다. 반면, 모델 2는 전단벽이 대부분의 횡력에 대해 저항하다가 전단에 의해 전단벽이 파괴되어 충분한 연성을 발휘할 수 없었다. 또한, 모델 2의 경우 과도한 전도모멘트에 의한 기둥에 축력이 모델 1이나 모델 3보다 크게 발생하였다. 모델 3의 경우 벽체는 인장을 받는 부분이 인장에 대해 항복하였을 뿐 별 손상을 입지 않았으나, 연약골조의 기둥에 과도한 모멘트가 작용하여 파괴에 이르렀다.



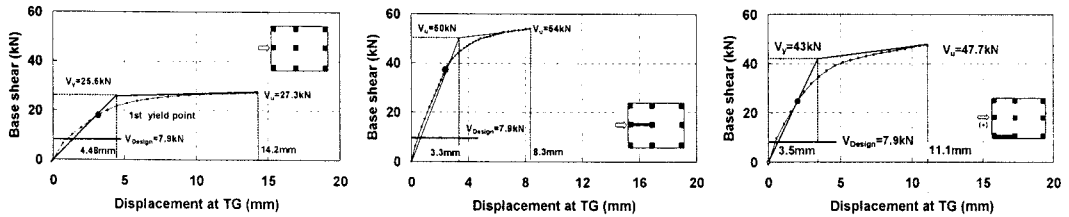
(a) 모델 2 (b) 모델 3

그림 11 벽체 양단부의 축력과 축변형량의 변화



(a) 모델 2 (b) 모델 3

그림 12 벽체 전단스프링(k_H)의 전단력-변형의 관계



(a) 모델 1 (b) 모델 2 (c) 모델 3

그림 13 밀면전단력-전이보충변위의 관계

6. 요약

OpenSees를 사용하여 비정형건물에 대한 비선형 정적해석을 수행하고, 그 결과를 진동대 실험 결과와 비교한 결과 다음과 같이 결론을 내릴 수 있었다.

비선형해석결과 손상이 집중되는 연약층의 거동(밀면전단력과 전이보충변위의 관계)을 비교적 정확하게 묘사하여 실험에서 확인되지 못한 비정형건물의 초과강도와 연성을 추정할 수 있었다. 초과강도는 모델 1, 모델 2, 모델 3이 각각 3.5, 6.8, 6.0이므로서 모델 2의 초과강도가 가장 컸으며, 변위연성은 모델 1, 모델 2, 모델 3의 연성은 각각 3.2, 2.5, 3.2로 나타났다. 모델 2와 모델 3의 경우 하부골조에 전단벽이 있기 때문에, 모델 1의 초과강도, 3.5,보다 2배 가까이 큰 6.0과 6.8의 초

과강도를 보여주었다. 연성의 측면에서 모델 1과 모델 3의 연성은 모두 3.2이지만, 모델 2는 하부 전단벽의 전단파괴로 인해 연성계수는 2.5에 머물렀다. 파괴양상을 보면 모델 1과 모델 3은 골조 부분에 과도한 모멘트가 작용하여 파괴에 이르렀으며, 모델 2는 하부전단벽의 전단파괴가 주된 파괴 원인이다. 또한 모델 2의 경우 과도한 전도모멘트로 인해 기둥 축력의 변화가 모델 1이나 모델 3과 비교할 때 축력의 변화가 컸다.

7. 감사의 글

이 논문은 2004년도 한국학술진흥재단의 지원(KRF-2004-041-D00749)에 의하여 연구되었습니다.

8. 참고문헌

1. 김상연, 이한선, 고동우, "상부전단벽과 하부골조로 구성된 복합구조의 설계실무 현황분석," 한국 콘크리트학회 봄 학술발표회 논문집, 제 11권, 제 1호, 1999, pp. 223-228.
2. Han-Seon Lee and Dong-Woo Ko, "Shaking table tests of a high rise RC bearing-wall structure with bottom piloti stories," Journal of Asian Architecture and Building Engineering, Vol. 1, No. 1, 2002, pp. 47-54.
3. OpenSees, "Open System for earthquake engineering simulation(opensees.berkeley.edu)," Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, 2004.
4. 이한선, 고동우, "필로티형 건물의 비선형 시간이력 해석," 한국지진공학회 춘계 학술발표 논문집, 제 9권 1호, 2005, pp. 169-176.
5. 이한선, 고동우, "비틀림비정형을 갖는 건물의 비선형 시간이력 해석," 한국콘크리트학회 봄 학술발표 논문집, 제 17권 1호. 2005, pp.219-222.
6. T. Paulay and M.J.N. Priestley, "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings," John Willey & Sons, Inc. 1992.
7. K. Orakcal, J.W.Wallace, J.P.Conte, "Nonlinear modeling and analysis of slender reinforced concrete walls," ACI Structural Journal, Vol. 101, No. 5, 2004., pp.688-698.
8. R. Ilita, V.V. Bertero, "Effects of amount and arrangement of wall-panel reinforcement on hysteretic behavior of reinforced concrete walls," Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/EERC-80-04, Feb. 1980.