

1:12축소 비정형 고층 RC 건물의 비선형거동에 대한 실험과 해석의 상관성

Correlation of Experimental and Analytical Inelastic Responses of 1:12 Scale Irregular High-Rise RC Buildings

고동우¹⁾ · 이한선²⁾

Ko, Dong-Woo · Lee, Han-Seon

국문 요약 >> 세가지 형태의 고층 비정형 철근콘크리트 건물에 대해 OpenSees를 이용하여 비선형정적해석을 수행한 후, 해석결과와 진동대 실험결과를 비교하여 해석방법에 대한 검증을 수행하고, 해석결과 나타난 비정형 건물의 성능과 하부 필로티부분의 파괴양상을 분석하였다. 선정된 모델은 필로티층이 골조로만 이루어진 모델 (모델 1), 필로티층 내부중앙골조에 벽체가 있는 모델 (모델 2), 그리고 필로티층의 한쪽 골조에 벽체가 있는 모델 (모델 3)이다. 철근과 콘크리트의 응력-변형률 관계를 섬유모델에 이식하여 비선형부분의 거동을 묘사하고, 벽체도 비선형모델을 이식한 트러스로 이루어진 MVLEM을 적용하였다. 그 결과 축력이 작용함에 따른 기둥의 전단강성변화, 벽체의 들뜸현상 등과 같이 진동대 실험에서 나타난 거동특성을 비교적 정확하게 묘사하였다.

초과강도 측면에서 하부골조에 벽체를 포함하고 있는 모델 2와 모델 3은 모델 1보다 2배 가까이 크다. 이와 같이 모델 2와 모델 3의 초과강도와 연성이 큰 이유는 모델 2와 모델 3의 경우 모델 1로 설계된 골조에 벽체가 낀 벽의 형태로 설계되었기 때문으로 보인다. 그리고, 연성의 측면에서 모델 1과 모델 3은 모델 2의 보다 1.17배 큰 것으로 나타났다. 모델 1과 모델 3의 경우 골조부분에 과도한 모멘트가 작용하여 파괴에 이른 반면, 모델 2는 하부전단벽의 전단파괴에 의해 파괴되었으며, 모델 1과 모델 3에 비하여 크게 작용한 전도모멘트로 인해 기둥에 작용하는 축력의 변화가 크게 발생하였다.

주요어 비정형, 철근콘크리트건물, 진동대 실험, OpenSees, 비선형정적해석, 초과강도, 연성

ABSTRACT >> Three types of high-rise RC building structures having irregularity in the lower two stories were selected as prototypes and were performed nonlinear static analysis by using OpenSees to verify the analysis technique and to investigate the seismic capacity of those 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). Fiber model, which consists of concrete and reinforcing bar represented from stress-strain relationship, is adapted used for simulate the nonlinearity of members, and MVLEM(Multi vertical linear element model) is used for simulate the behavior of wall. The analytical results are simulate the behavior of piloti stories well, for example, the stiffness and yield force of piloti stories, the up-lift of wall and the variation of lateral stiffness of column due to the variation of axial forces.

Overstrength of Model 2 and Model 3 are about 2 times larger than that of Model 1. The reason of the high overstrength and ductility of Model 2 and Model 3 is that the conservative design of Model 2 and Model 3, whose beam and column sections are the same as those of Model 1. The ductilities of Model 1 and Model 3 are slightly larger than that of Model 1 and Model 3. Model 1 and Model 3 reached mechanism condition, whereas Model 2 failed to the shear failure of shear wall and the large axial forces in columns due to large overturning moment.

Key words irregularity, RC building, shaking table test, openSees, nonlinear static analysis, overstrength, ductility

1. 서론

최근 20년간 우리나라의 대도시 지역에서는 신축건물을 위한 대지부족과 대지의 효율적인 활용을 위해 상하층에 다른 용도를 가진 복합용도의 건물이 빈번하게 건설되고 있다. 이와 같은 복합용도 건물의 가장 보편적인 구조시스템으로

¹⁾ 정회원·고려대학교 BK21 건설산업글로벌리더 양성사업단 연구조교수 (대표저자: dongwo@dreamwiz.com)

²⁾ 정회원·고려대학교 건축, 사회환경시스템공학과 교수

본 논문에 대한 토의를 2007년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2006. 5. 29 / 심사종료일 : 2007. 2. 20)

서, 저층부는 주차장, 정원 혹은 개방공간으로 하거나 상업 공간으로 활용하기 위하여, 보와 기둥을 사용한 골조형식으로 하고, 상층부는 아파트 용도로서 가장 보편적으로 사용되는 내력벽형식의 구조시스템을 사용하고 있다. 이러한 구조형식을 가진 건물은 대체로 저층부에 연층(soft story)과 약층(weak story)을 가지는 수직비정형에 해당하며, 상층부 벽이 하층부에서 중단되면서 하층부의 벽배치가 비대칭인 경우 큰 비틀림을 받게 된다.

이상과 같은 건물들에 대한 진동대실험 연구는 이미 수행되었으나^(1,2), 본 논문에서는 진동대실험이 수행된 세 가지 형태의 건물에 대해 비선형 정적해석을 수행한 후, 해석결과를 진동대 실험결과 비교함으로써 해석방법을 검증하고, 해석결과로부터 건물의 연성, 초과강도, 파괴양상을 예측하고자 한다. 현재까지 건물의 성능을 파악하기 위한 방법으로 일방향가력실험과 해석이 수행되어왔고^(3,4), 이와 같은 해석 방법은 지진을 받는 건물의 비선형거동과 성능을 파악하는 방법으로 제시되어 왔다. 그러나, 이들 연구는 정형화된 건물을 대상으로 한 연구가 대부분에서 이들 연구결과는 우리나라에서 흔히 볼 수 있는 비정형건물의 지진거동과는 다를 수 있다. 따라서, 본 연구에서는 이미 진동대 실험이 수행된 세가지 형태의 필로티형 건물에 대한 비선형 정적해석을 수행하여 해석결과와 비교함으로써 비선형 해석결과를 검증함과 동시에 실험에서 발견하지 못한 거동 특성을 밝히고자 한다.

2. 대상건물의 선정과 설계

현재 우리나라에서 건설되고 있는 주상복합 건물에 대한 사례를 조사한 후⁽⁵⁾, 하부골조는 양방향 2층 2경간으로 구성되고 상부 벽식부분은 15층으로 이루어진 건축물을 대상 건물로 선정하였다. 대상건물에 대해 MIDAS GEN⁽⁶⁾을 사용하여 해석을 수행하고, 우리나라 하중기준⁽⁷⁾에 따라 설계를 수행하였다. 하부골조의 보와 기둥은 보요소, 상부벽 부분은 벽요소를 사용하였으며, 부재의 단면특성은 전단면을 무균열 상태의 단면으로 보고 프로그램에서 자체적으로

계산된 값을 사용하였다. 고정하중은 대상건물의 골조에 대한 지중만 적용하고, 활하중은 1.96kN/m²를 적용하였다. 지진하중에 대해서는 우리나라의 하중기준에 따라 아래와 같이 등가정적해석법에 의한 밀면전단력을 구하여 해석을 수행하고, 이때 우발편심은 5%를 적용하였다.

$$V = C_s \times W = \left(\frac{A I_E C}{R}\right) W = (0.048) \times (23,770) = 1,135kN \quad (1)$$

$$C = \frac{S}{1.2 \sqrt{T}} = 0.868 \quad (2)$$

$$T = 0.0488 (h_n)^{(3/4)} = 0.920초 \quad (3)$$

여기서, h_n 은 건물의 높이, W 는 건물의 중량, A 는 지역 계수로서 0.11, I_E 는 중요도계수로서 1.5, S 는 지반계수로서 1.0, R 은 반응수정계수로서 기타구조에 해당하는 3.0을 각각 적용하고, 고유주기(T)는 기타 구조의 고유주기 산정식을 사용하여 0.920초이며, 밀면전단계수 C_s 는 0.048이다.

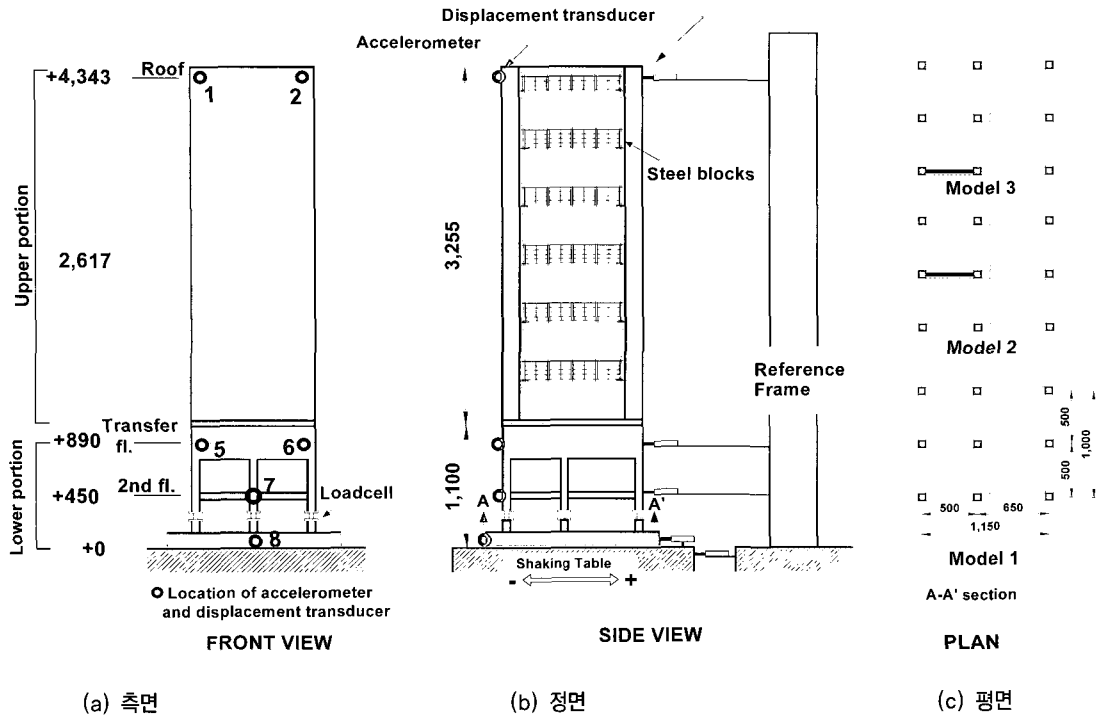
표 1은 우리나라 하중기준⁽⁷⁾에서 제시하는 방법에 따라 세 가지 대상건물의 비정형성을 평가한 결과로서, 세 모델 모두 강성측면에서 연층, 강도측면에서 약층을 갖고 있다. 그리고, 우발편심을 고려한 지진력을 가하였을 때 층간변위로부터 비틀림비정형을 평가하기 때문에, 비틀림을 받는 모델 3 뿐만 아니라, 중앙골조의 강성이 상대적으로 강한 모델 2도 비틀림 비정형에 해당하였다. 이외에도 상부벽체가 하부골조 층에서 중단되기 때문에 면외 어긋남과 횡력저항 수직요소의 불연속에 해당하였다. 대상건물의 설계풍하중은 노풍도 B, 가스트펙터(G_f) 2.2, 기본풍속(V_b) 35m/sec, 중요도계수(I_w) 1.10을 적용한 결과 풍하중에 의한 설계밀면전단력은 X방향과 Y방향 각각 1,402kN과 1,658kN으로 지진하중에 의한 설계밀면전단력의 1.23배와 1.46배에 해당하였다.

그림 1은 선정된 건물을 1/12로 축소하여 진동대 실험을 수행한 모델로서, 비선형 정적해석모델도 1/12축소 모델에 맞추어 모델링하였다.

〈표 1〉 대상건물의 비정형성 평가

Irregularity	Criteria	Evaluation		
		Model 1	Model 2	Model 3
Stiffness irregularity	$\frac{k_i}{k_{i+1}} < 0.7$, $\frac{\Delta_i}{\Delta_{i+1}} > 1.3$	0.24 < 0.7, 8.64 > 1.3	0.22 < 0.7, 2.42 > 1.3	0.39 < 0.7, 7.26 > 1.3
Discontinuity in capacity	$\frac{F_i}{F_{i+1}} < 0.8$	0.36 < 0.8	0.50 < 0.8	0.50 < 0.8
Torsional irregularity	$\frac{Max(\Delta_L, \Delta_R)}{(\Delta_L + \Delta_R)/2} > 1.2$	1.06 < 1.2	1.29 > 1.2	1.33 > 1.2

k_i, k_{i+1} : Lateral stiffness, F_i, F_{i+1} : Lateral capacity, Δ_i, Δ_{i+1} : Story drift, Δ_L, Δ_R : Story displacement at the end of story

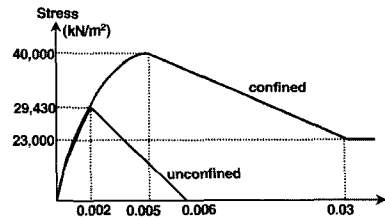


〈그림 1〉 실험체의 평면과 입면

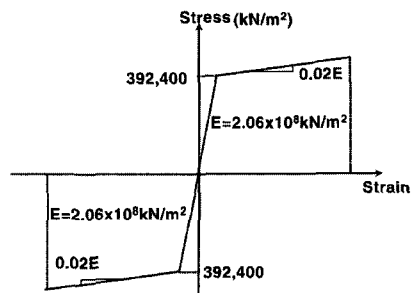
3. 비선형해석모델

대상건물의 비선형 정적 해석을 수행하기 위한 프로그램으로 U.C. Berkeley의 PEER Center에서 제공하는 OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation)⁽⁸⁾를 사용하였다. OpenSees는 지진에 의한 구조, 지반 시스템의 거동을 모사하기 위한 소프트웨어 frame work로 여러 명의 이용자와 관리자가 원격적으로 연계되는 공동활동영역의 하나로 구성되는 시스템으로서 기본적으로 사용하는 비선형 지진해석프로그램은 Object-oriented Finite Element Analysis program이다. OpenSees는 보-기둥요소, zero-length요소, 트러스요소, quad 요소등을 포함하고 있으며, 12가지 비선형 이력모델을 4가지 단면모델에 적용함으로써 비선형적인 거동을 나타낼 수 있어 일반건축물 뿐만 아니라 교량, 댐 등과 같은 토목구조물, 지반 운동에 대한 해석까지 가능하다.

그림 2는 해석에서 비선형 거동을 나타내는 부분을 묘사하기 위해 적용한 콘크리트와 철근의 이력모델로서 콘크리트의 경우 인장강도는 무시하였으며, 철근은 압축과 인장 동일한 응력-변형률관계로 적용하였다. 기둥의 피복과 보, 그리고 벽체는 비구속 콘크리트의 물성을 적용하였으며, 기둥의 코어부분은 횡철근에 의해 구속되기 때문에 구속콘크리트의 물성을 적용하였다. 구속콘크리트의 응력-변형률 관계는 횡철근의 배근에 따라 구한 유효 최대횡압력과 구속콘크리트의 압축력을 이용하여 Paulay와 Priestley의 방법에



(a) 콘크리트의 물성



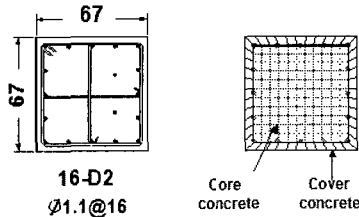
(b) 철근의 물성

〈그림 2〉 재료의 물성

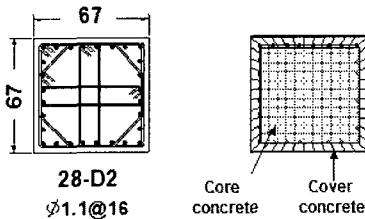
따라 구하였다⁽⁹⁾. 그림 2와 같이 정의된 콘크리트와 철근을 그림 3(a)와 (b)와 같은 섬유(fiber)모델에 이식하고, 철근은 섬유모델의 단면에 철근의 위치와 단면적을 저장함으로써 부재의 비선형거동을 묘사하였다. 최대강도 시 비구속 콘크리트의 변형률과 철근의 탄성계수는 각각 0.002와 2.06×10^8 kN/m²이다. 단, 모델 1의 경우 진동대 실험 이전에 갑작스런 진동대의 오작동으로 인해 실험체에 손상이 가해져서 Taft030이

전의 고유주기에 근접하도록 콘크리트와 철근의 물성을 조절하였다.

벽체는 벽체 중앙에 전단강성을 갖는 스프링과 벽체 단면을 나타내는 여러 개의 수직트러스요소로 이루어진 MVLE (Multiple-Vertical-Lime-Element)⁽¹⁰⁾을 적용하였다(그림 4(a)). 각각의 수직트러스 요소는 그림 4(a)에서 보듯이 벽체의 각 부분을 철근과 비구속 콘크리트로 이루어진 섬유(fiber)모델

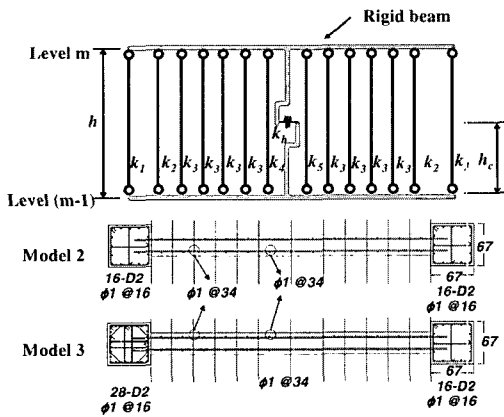


(a) 모델 3의 코너기둥을 제외한 기둥

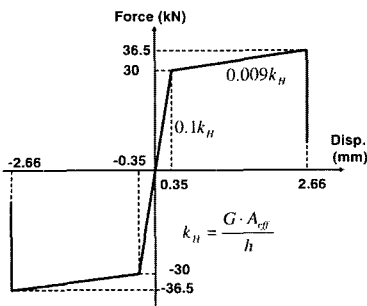


(b) 모델 3의 코너기둥

〈그림 3〉 기둥의 단면해석모델



(a) 벽체의 해석모델



(b) 벽체 전단스프링의 힘-변형관계

〈그림 4〉 벽체의 해석모델

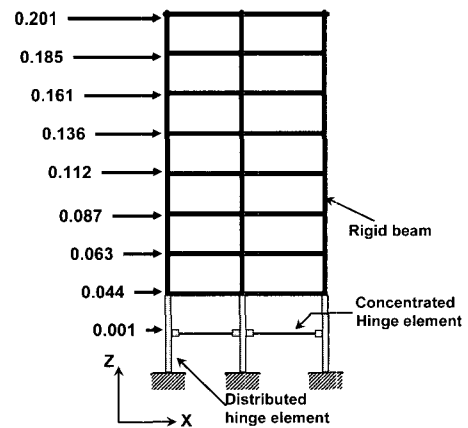
로 단면을 만듦으로써 축강성 k_n 이 정의되며, 이때 k_n 은 각각 수직트러스의 전 길이에 걸쳐 1개의 비선형 요소로 정의된다. 또한 벽체의 전단변형을 묘사하는 전단스프링의 강성 (k_h)은 기존 실험연구결과⁽¹¹⁾ 나타난 하중-변위 관계로부터 항복 전 강성($0.1k_H$)과 항복 후 강성($0.009k_H$), 그리고 벽체의 전단 연성을 7.6으로 추정하여 적용하였다. 이 때 $k_H = GA_{eff}/h$ 이며, G 는 콘크리트의 전단계수, A_{eff} 는 유효전단면적, h 는 벽체의 높이이다. 이로부터 구한 전단스프링(k_h)의 전단력-전단변형의 관계는 그림 4(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 5는 해석모델의 개략도로서 각 층의 절점을 질량중심에 rigid link로 구속시킨 후, 상부층의 질량이 수직적으로 동일하게 분포되었다고 가정하여 질량중심에 그림 5와 같은 비율로 횡하중을 분포시켰다. 대상건물의 경우 보는 집중소성(concentrated plasticity)모델을, 기둥은 분산소성(distributed plasticity)모델을 적용하였다.

4. 실험과 해석의 상관성

대부분의 손상이 하부골조층에 집중되므로, 전이보층변위와 밀면전단력의 관계를 비교함으로써 해석결과에 대해 검증하였다. 모델 1, 모델 2 그리고 모델 3의 실험과 해석에서 나타난 전이보층변위와 밀면전단력의 관계를 그림 6, 그림 7에서 비교하였다.

그림 6에서 보듯이 탄성거동을 하는 Taft030에서 세가지 모델 모두 실험과 해석결과는 거의 일치하였다. 에너지소산이 크고 비탄성거동을 하는 Taft080에서, 모델 1은 실험에서는 (-)방향의 강성이 (+)방향의 강성보다 1.5배 컸으나,



〈그림 5〉 전체모델과 횡하중분포

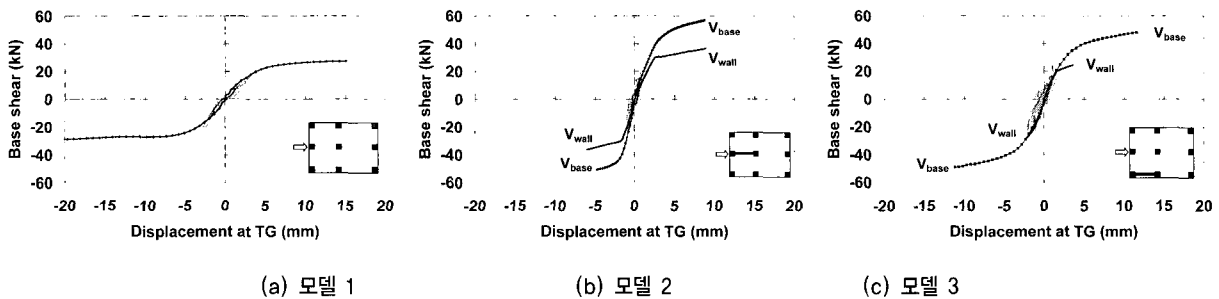
해석결과는 양방향 강성이 동일하게 나타났으며, 모델 2의 경우 밀면전단력 가운데 전단벽이 부담하는 전단력은 전단벽이 항복하기 전까지는 80%였다가, 벽체가 항복한 후 골조가 추가적인 전단력에 저항하여 전단벽이 부담하는 전단력은 56%까지 감소하였다. 그리고, 모델 3의 경우도 파괴직전 전단벽이 부담하는 전단력은 전체 밀면전단력의 50%에 이르렀다. 그림 8은 모델 3의 Taft120실험결과로부터 구한 각 골조별 전단력과 전이보층변위의 관계이다. 강한골조의 경우 해석결과는 항복한 반면, 실험에서는 항복한 경향을 알아보기 힘들고, 중간골조의 경우도 해석결과는 정방향과 부방향에 대한 강성이 동일하지만, 실험결과는 부방향 강성이 거의 0에 가까워 해석과 실험결과에 다소 차이가 발생하였다. 그러나, 연약골조의 경우 항복시점과 연성까지 해석결과와 실험결과는 일치하였다.

실험과 해석결과 나타난 모델 1의 중앙골조와 모델 3의 외부골조기둥의 소성힌지영역에서 회전각과 기둥에 작용하는 전단력의 관계를 그림 9에서 비교하고 있다. 실험결과,

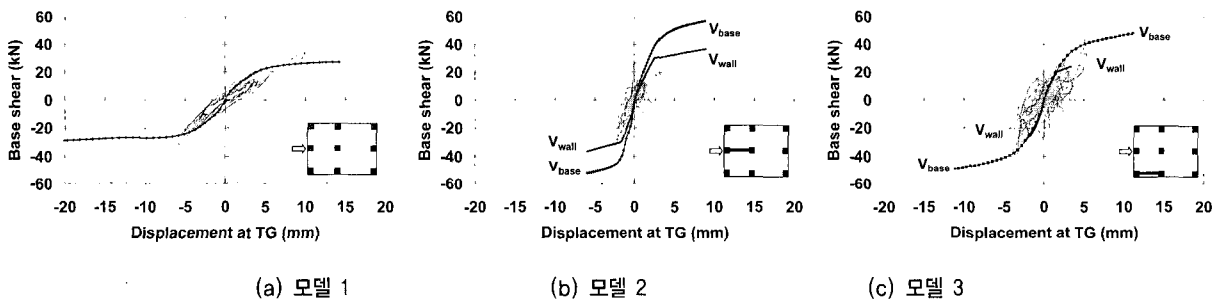
모델 1과 모델 3 모두 내부기둥의 전단력은 정방향과 부방향에 대해 크기가 거의 같았으나, 외부기둥의 경우 정방향 하중에 대해서는 전단강성이 급격히 증가함과 동시에 항복 강도도 인장력을 받을 때보다 2배 이상 증가하였는데, 해석에서도 이와 같은 내부기둥과 외부기둥의 차이점을 명확히 나타내었다.

실험과 해석결과 나타난 모델 2와 모델 3에서 벽체를 포함하는 골조의 2층 바닥변위(δ_{2F})와 벽체 1층의 전단변형(δ_{v1})을 그림 10에서 비교하였다. 그림 10 (a)와 (c)는 각각 모델 2와 모델 3의 Taft030과 해석결과를, 그리고, 그림 10 (b)와 (d)는 Taft080과 해석결과를 비교한 그림이다. 해석결과 Taft030에서 나타난 전단변형강성과 2층변위의 강성을 정확히 묘사하였다. 그러나, 실험결과 Taft080에 이를 때까지 모델 2와 모델 3의 벽체는 항복하지 않아 해석이 벽체의 항복 후 거동을 얼마나 정확히 묘사하였는지는 확인할 수는 없었다.

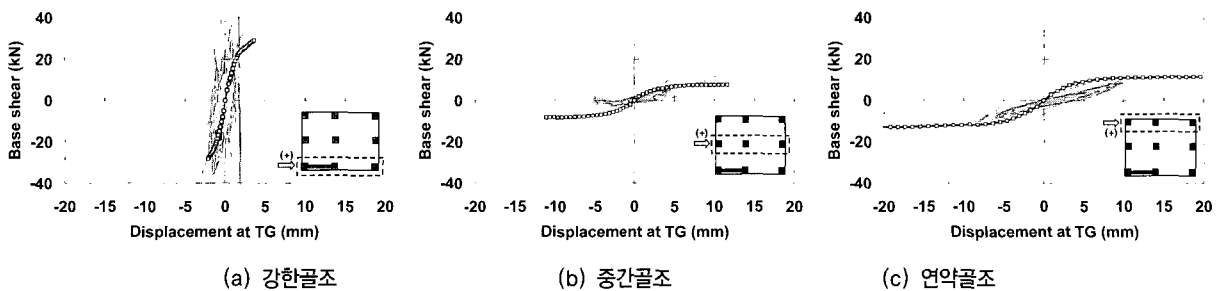
이와 같이 모델 3의 중간골조의 전단력과 변위의 관계,



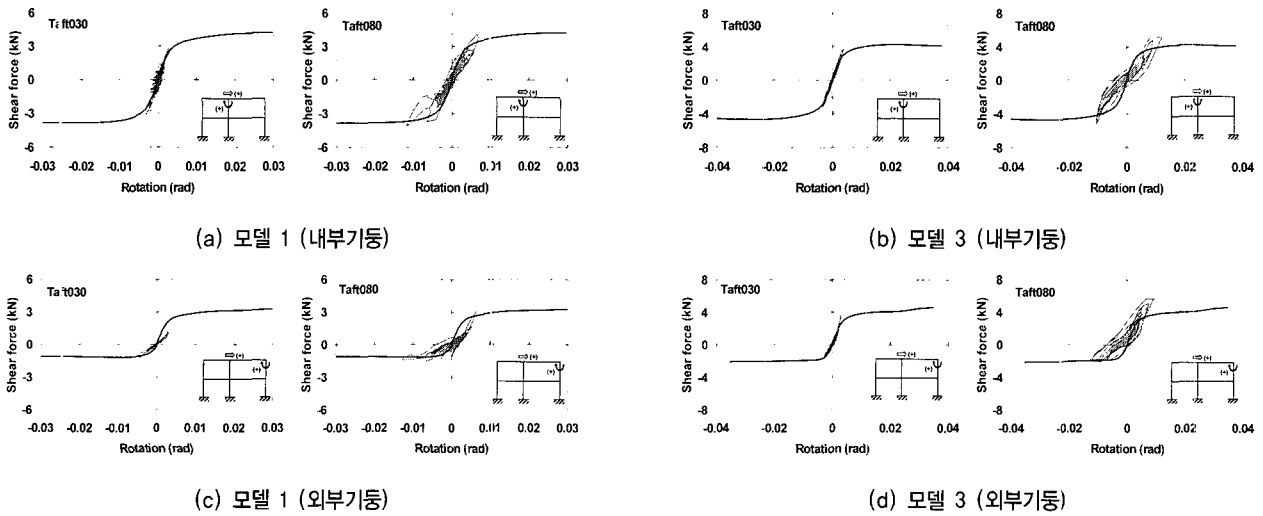
〈그림 6〉 밀면전단력-전이보층변위의 관계 (Taft030)



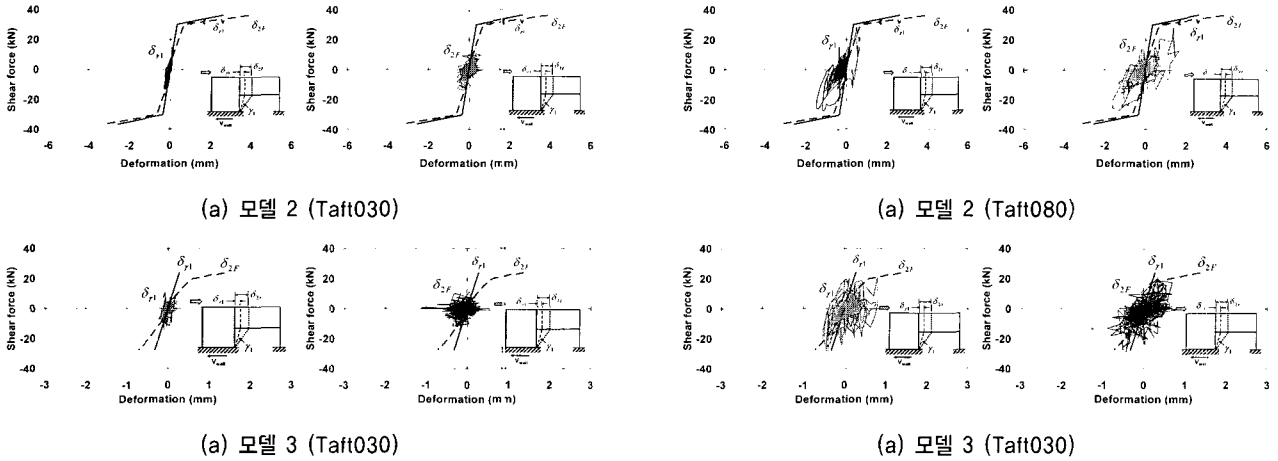
〈그림 7〉 밀면전단력-전이보층변위의 관계 (Taft080)



〈그림 8〉 모델 3의 골조별 밀면전단력-전이보층변위의 관계 (Taft120)



〈그림 9〉 기둥 소성힌지 영역에서 전단력-회전각의 관계비교



〈그림 10〉 벽체 전단스프링(k_y)의 전단력-변형의 관계

기둥의 최대전단력 등과 같이 해석과 실험결과가 다소 다른 부분도 있었지만, 전이보층의 전단거동, 항복강도, 기둥의 항복강도와 하중방향에 따른 강성과 항복강도의 차이, 벽체의 휨과 전단거동 등은 거의 일치하였다. 따라서, OpenSees 를 이용하여 비선형정적해석을 수행하면, 비정형건물의 하부골조층에서 비탄성거동을 비교적 정확히 예측할 수 있음을 알 수 있다.

5. 해석결과의 고찰

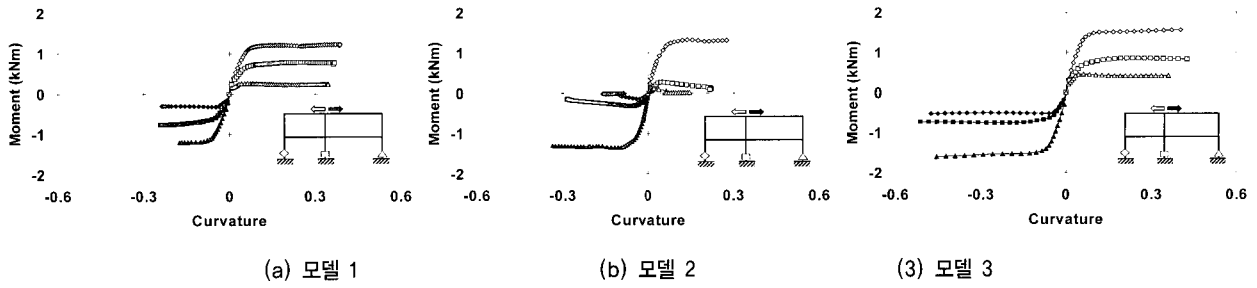
비선형정적해석결과와 진동대실험결과가 거의 일치하였기 때문에, 비선형정적해석결과로부터 비정형건물의 거동특성과 연성, 초과강도 등에 대해 살펴본다.

5.1 기둥과 벽체의 거동

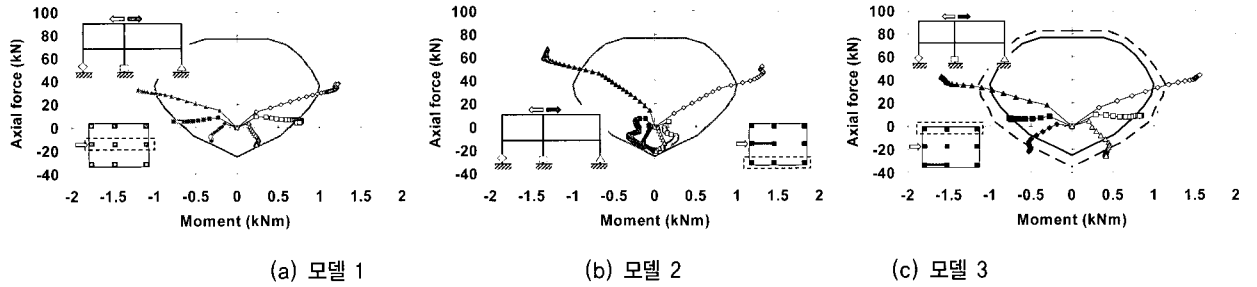
그림 11은 세 가지 모델의 1층기둥 하단부의 소성힌지

영역에서 모멘트와 곡률의 관계이다. 모델 1과 모델 3의 경우 인장을 받는 기둥의 모멘트가 비슷할 뿐만 아니라, 압축력을 받는 기둥의 모멘트도 인장을 받는 기둥의 모멘트보다 3배~4배로 비슷한 반면, 모델 2의 인장을 받는 기둥에서는 모멘트가 거의 발생하지 않았다. 또한, 대칭모델인 모델 1과 모델 2는 압축을 받는 기둥의 곡률이 최대이고, 인장을 받는 기둥의 곡률이 최소였는데, 모델 3의 연약골조의 경우 중간 기둥의 곡률이 가장 크고, 인장을 받는 기둥의 곡률이 가장 작았다.

그림 12는 세 가지 모델의 1층 기둥 하단부의 소성힌지 영역에서 축력-모멘트의 상관관계이다. 모델 3의 P-M 상관 곡선 중 굵은 선은 코너기둥, 가는 선은 모서리기둥의 P-M 상관도이다. 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 두드러지면서 압축력이 60kN까지 증가하였다. 모델 2에 (-)방향 하중이 작용할 때 압축축 코너기둥은 벽체



〈그림 11〉 기둥의 모멘트-곡률 상관관계

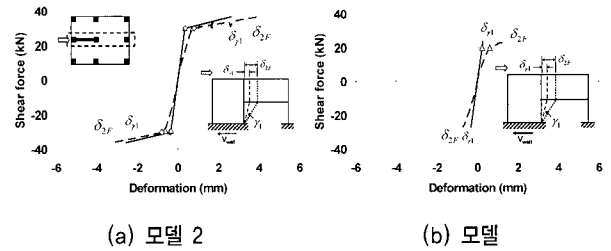


〈그림 12〉 기둥의 축력-모멘트 상관관계

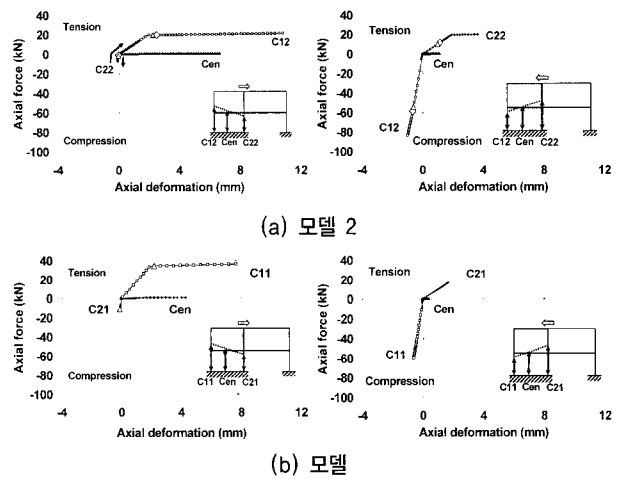
와 함께 축력에 저항함에도 불구하고, 상당한 축력이 작용하였다. 이를 통해 모델 1과 모델 3의 연약골조의 기둥들은 모멘트가 증가하면서 파괴되는 양상이지만, 모델 2는 전도 모멘트에 의한 압축력이 증가하여 과도한 축력의 변화가 발생하였음을 알 수 있다.

해석결과 나타난 1층 벽체의 전단력(V_{wall})에 대한 벽체의 전단변형(벽체 전단스프링의 변형, δ_{v1})과 전체 변형(δ_{2F})을 그림 13에서 비교하였다. δ_{2F} 과 δ_{v1} 의 차이는 1층 벽체의 휨과 들뜸에 의한 변형을 의미한다. 여기서 삼각형기호는 휨에 의한 벽체의 항복을, 마름모기호는 전단에 의한 벽체의 항복을 의미한다. 모델 2의 경우 휨에 대해 항복한 직후 전단변형에 대해 항복하였으며, 벽체의 전단변형에 대해서는 항복한 후 벽체의 전단스프링의 이력곡선에서 파괴강도로 정의한 2.66mm에 이르러 파괴되어 전체 구조물의 붕괴를 초래하였다. 전단에 의한 변형은 탄성영역에서는 전체 변형의 50%, 최종파괴 시에는 전체 변형의 75%를 차지하였다. 모델 3의 경우 정방향에 대해서만 휨항복이 발생하였을 뿐, 정방향에 대한 전단과 부방향에 대해서는 탄성거동을 하였다. 정방향에 대한 휨변형의 비율은 항복이전에는 전체 변형의 40%정도였으나, 코너기둥의 인장력에 의해 휨항복이 발생하면서 휨변형의 비율이 80%까지 증가하였다.

벽체 양단 기둥과 벽체 판넬 중앙부분의 축변형량과 축력의 관계를 그림 14에서 비교하였다. 모델 2의 경우 정방향과 부방향일 때 모두 인장을 받는 벽체는 항복하였다. 그러나 압축을 받는 벽체의 경우 정방향에 대해서는 압축을 받는 부분(C22)이 초기에는 압축을 받다가 인장을 받는 부분



〈그림 13〉 벽체의 전단변형과 증변형



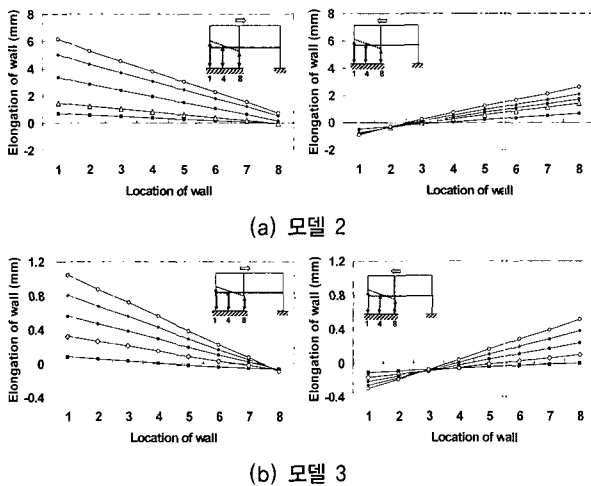
〈그림 14〉 벽체의 축력과 축변형량의 상관관계

이 항복한 이후 인장력을 받음으로써 벽체 전체가 인장력을 받았다. 그러나, 부방향에 대해서는 인장을 받는 부분(C22)이 항복하기 전에 압축을 받는 부분(C12)이 압축력에 대해 항복하면서 벽체는 휨에 대해 항복하였다. 모델 3은 정방향일 때는 인장을 받는 부분(C11)이 항복하여 휨항복하였으며, 부방향일 때는 모두 항복하지 않았다. 해석단계별 벽체

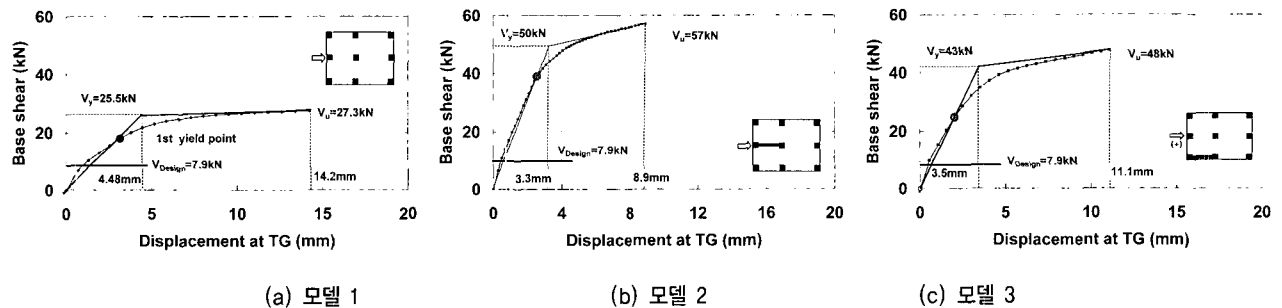
각 부분의 축변형량을 그림 15에 나타내었다. 모델 2의 벽체가 인장을 받는 정방향 해석에 대해서는 벽체 모든 부분이 인장력을 받는 반면, 벽체가 압축력을 받는 부방향 해석에 대해서는 인장과 압축을 받는 휨거동을 하였다. 모델3의 경우 두 방향에 대해 인장과 압축을 받는 부분이 뚜렷이 나타났다. 모델 2의 경우 축변형량이 인장과 압축으로 6mm와 1mm에 이르렀지만, 모델 3의 경우 각각 1.1mm와 0.3mm에 그쳐 모델 2의 인장변형량의 18%, 압축변형량의 30%에 그쳤다. 모델 2는 과도한 전도변형에 의해 벽체에 과도한 축변형과 축력이 발생하였다.

5.2 연성과 초과강도

그림 16은 해석결과 나타난 세 가지 모델의 전이보충변위와 밀면전단력의 관계이다. 항복강도와 항복변위는 첫 번째 나타나는 항복점과 원점을 이은 선과 최대강도 시 접선



〈그림 15〉 벽체 양단부의 축력과 축변형량의 변화



〈그림 16〉 밀면전단력-전이보충변위의 관계

〈표 2〉 모델별 연성도와 초과강도계수, 반응수정계수 비교

Specimen	연성도 μ_{Δ}	초과강도계수 Ω_0	반응수정계수
Model 1	3.16 (=14.2/4.5)	3.46 (=27.3/7.9)	10.93
Model 2	2.70 (=8.9/3.3)	7.22 (=57/7.9)	19.49
Model 3	3.17 (=11.1/3.5)	6.08 (=48/7.9)	19.27

이 만나는 점을 항복강도와 항복변위로 간주하였다⁽⁴⁾. 모델 1과 모델 3의 경우 인장을 받는 가동에서 첫 번째 항복이 발생한 반면, 모델 2는 전단벽에서 휨항복이 처음으로 발생하였다. 이와 같이 구한 항복변위와 최대변위로부터 구조물의 연성도(μ_{Δ})를 구하고, 설계지진하중, 7.6kN,과 최대밀면전단력으로부터 초과강도(Ω_0)를 구한 결과를 표 2에서 정리하였다. 모델 1, 모델 2, 그리고 모델 3의 연성은 각각 3.16, 2.70, 3.17이고, 초과강도는 각각 3.46, 7.22, 6.08으로 나타났다. 모델 1과 모델 3의 연성이 비슷하고, 초과강도는 모델 2가 가장 컸다. 모델 1과 모델 3의 경우 골조에서 비선형거동에 의한 에너지를 충분히 흡수한 반면, 모델 2는 전단벽에서 전단에 의한 파괴가 발생한 후 다른 골조가 이에 상응하는 횡력에 저항하지 못하여 충분한 연성을 보여주지 못했다. 또한, 전단벽을 포함하고 있는 모델 2와 모델 3의 횡력저항능력이 모델 1보다 큰 데, 이는 골조의 단면은 동일한 가운데 전단벽의 판넬이 낀 벽의 형태를 띠었기 때문에 발생한 것으로 보인다. 만약, 설계단계에서 전단벽이 포함되었다면, 모델 2또는 모델 3의 골조부분의 단면이 모델 1보다 작을 수 있기 때문에 결과가 다를 수 있다. 그리고, 초과강도가 가장 작은 모델 1의 경우도 3.4에 이르고 있는데, 이와 같이 큰 초과강도가 발생한 원인은 구조 시스템 상의 초과강도 뿐만 아니라, 대상건물의 설계하중을 결정 짓는 하중조건이 지진하중이 아니라 풍하중이었다는 사실도 초과하중이 큰 원인중의 하나이다.

5.3 모델 3의 비틀림 거동

세가지 모델 모두 각 층의 질량중심에서 횡력을 가하였기 때문에, 우발비틀림의 영향은 비선형 해석에서 반영되지 않

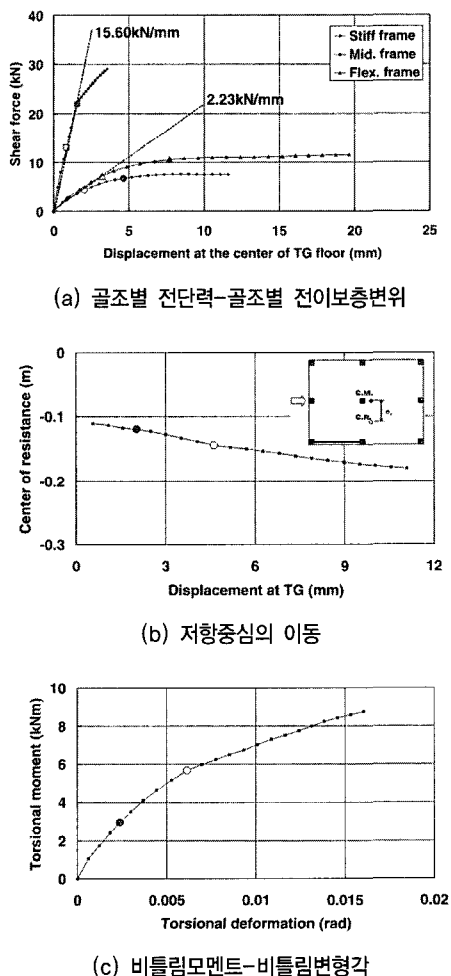
았다. 그러나, 모델 3의 경우 평면비정형인 하부골조를 갖고 있기 때문에 비틀림변형이 발생하였다. 그림 17은 해석에서 나타난 비틀림거동특성을 나타낸 그림으로, 속이 찬 기호는 연약골조에서 처음으로 힌지가 발생한 시점이고, 속이 빈 기호는 강한골조에서 전단벽이 휨항복을 한 시점을 나타낸다. 그림 17 (a)는 모델 3의 각 골조별 전단력과 전이보층변위의 관계로서, 초기 강성은 강한골조가 15.60kN/mm로 가장 크고, 중간골조와 연약골조는 강한골조의 14%에 해당하는 2.23kN/mm로 나타났다. 단계별 세 골조의 전단력으로부터 그림 17(b)와 같이 편심거리를 구한 결과 초기 0.11m 부터 0.18m까지 증가하였다. 그리고, 강한골조와 연약골조의 전단력의 차이와 질량중심으로부터 거리를 이용하여 구한 비틀림모멘트와 강한골조와 연약골조의 변위차로부터 구한 비틀림변형각의 관계를 그림 17(c)에 나타내었다. 설계지진하중 7.9kN일 때, 연약골조의 층변위와 양단층변위의 평균값의 비는 1.55로서 비틀림비정형의 판단기준이 되는 1.2와 비정형판정을 위해 탄성해석 결과로부터 구한 1.33을 초과하였다.

6. 요약

우리나라에서 많이 시공되는 비정형 고층 철근콘크리트 건물의 비선형 거동을 파악하기 위해 U.C. Berkeley의 PEER Center에서 제공하는 OpenSees를 사용하여 비선형 해석을 수행하고, 해석결과를 진동대실험결과와 비교함으로써 해석 결과를 검증함과 동시에 비정형 철근콘크리트 건물의 파괴양상을 파악하였다.

주된 관심부분인 하부골조층에 대해서는 철근과 콘크리트의 응력-변형률 관계를 섬유모델에 이식한 후, 기둥은 분산소성힌지모델을, 보는 집중힌지모델을 적용하여 비선형거동을 묘사하였다. 하부골조의 벽체는 벽체의 배근상황을 섬유모델로 모델링 한 트리스와 기존 벽체 실험결과로부터 추정된 전단스프링으로 이루어진 MVLEM을 적용하여 비선형 정적해석을 수행하였다. 그 결과 축력이 작용함에 따른 기둥의 전단강성변화, 벽체의 들뜸거동 등과 같이 진동대 실험에서 나타난 거동특성을 비교적 정확하게 묘사하여 실험에서 확인하지 못한 구조물의 초과강도와 연성을 추정할 수 있었다.

세가지 모델 모두 풍하중에 의한 설계밀면전단력이 지진하중에 의한 설계밀면전단력의 1.46배에 이르러 초과강도가 크게 나타났으며, 특히 모델 2와 모델 3의 경우 하부골조에 전단벽이 있기 때문에, 모델 1의 초과강도, 3.46,보다 2배 가까이 큰 7.22과 6.08의 초과강도가 발생하였다. 연성의 측면에서 모델 1과 모델 3의 연성은 모두 3.16과 3.17로 비슷한 수준이나, 모델 2의 연성은 하부전단벽의 전단파괴로 인해 2.70에 머물렀다. 이와 같이 모델 2와 모델 3의 초과강도와 연성이 큰 이유는 모델 2와 모델 3의 경우 모델 1로 설계된 골조에 벽체가 긴 벽의 형태로 설계되어 초과강도와 연성이 큰 것으로 보인다. 만약 벽체가 포함된 상태에서 해석을 수행한 결과 나타난 부재력으로 설계되었다면, 벽체 이외의 부분의 단면이 해석에 사용된 단면보다 성능이 떨어지기 때문에 모델 2와 모델 3의 연성과 초과강도가 본 논문에서 언급한 값보다 훨씬 작을 것으로 예상된다. 파괴양상을 보면 모델 1과 모델 3은 골조부분에 과도한 모멘트가 작용하여 파괴에 이르렀으며, 모델 2는 하부전단벽의 전단파괴와 과도한 전도모멘트에 의한 축력이 하부골조에 작용한 것이 주된 파괴 원인으로 나타났다. 모델 3의 하부 세 골조의 전단력으로부터 구한 저항중심과 질량중심의 차이, 즉 편심거리는 0.11m-0.18m 까지 증가하였다. 그리고, 설계하중에 대해 모델 3의 연약골조변위와 양단변위의 평균값의 비는 1.55로서 비틀림비정형을 판단하는 기준 1.2를 초과하였다.



〈그림 17〉 해석결과 나타난 모델 3의 비틀림 거동

이상과 같이 OpenSees를 이용하여 비정형건물에 대한 정적비탄성해석을 수행한 결과 실험에서 나타난 하부골조의 반응을 비교적 정확하게 묘사하였고, 이를 통해 비정형 건물의 파괴양상을 파악할 수 있었다. 향후 축소모델이 아니라 실제건물에 대한 비선형정적을 통해 비정형건물의 내진 설계와 관련한 계수 등을 구하거나 성능을 평가하고자 한다.

감사의 글

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

참고 문헌

1. Lee, H.S. and Ko, D.W., "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.
2. Lee, H.S. and Ko, D.W., "Effect of Shear Walls on Seismic Performance of Piloti-Type High-Rise RC Bearing-Wall Structures," *Structural Engineers World Congress 2002*, 2002, Yokohama.
3. Mochale, J.P., "Seismic response of vertically irregular structures," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 110, No. 9, 1983, pp. 2002-2014.
4. Balendra, T., Tan, K.H. and Kong, S.K., "Vulnerability of reinforced concrete frames in low seismic region, when designed according to BS8110," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 28, 1999, pp. 1361-1381.
5. 김상연, 이한선, 고동우, "상부전단벽과 하부골조로 구성된 복합구조의 설계실무 현황분석", 한국 콘크리트학회 봄 학술발표회 논문집, 제 11권, 제 1호, 1999, pp. 223-228.
6. MIDAS IT, *MIDAS GEN Structural Analysis Program*, MIDAS IT, 2003.
7. 대한건축학회, "건축물 하중기준 및 해설", 대한건축학회, 2000.
8. OpenSees, "Open System for earthquake engineering simulation (opensees.berkeley.edu)," *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, University of California, 2004.
9. Paulay, T. and Priestley, M.J.N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Willey & Sons, Inc. 1992.
10. Orakcal, K., Wallace, J.W. and Conte, J.P., "Nonlinear modeling and analysis of slender reinforced concrete walls," *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 5, 2004., pp. 688-698.
11. 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.