

# 비선형 동적해석을 이용한 소규모 필로티형 철근콘크리트 건축물의 내진성능평가

## Seismic Performance Evaluation of Small-size Pilloti-type Reinforced Concrete Buildings using Nonlinear Dynamic Analysis

유창환<sup>1)</sup> · 김태완<sup>2)\*</sup> · 추유림<sup>2)</sup>

Yoo, Changhwan<sup>1)</sup> · Kim, Taewan<sup>2)\*</sup> · Chu, Yurim<sup>2)</sup>

<sup>1)</sup>창민우구조컨선탄트, <sup>2)</sup>강원대학교 건축공학과

<sup>1)</sup>Chang Minwoo Structural Consultants, <sup>2)</sup>Architectural Engineering, Kangwon National University

### / A B S T R A C T /

Pilloti-type building is one of typical vertical atypical buildings. These buildings can fail by weak-story or flexible-story mechanism on the first story. They should be designed by taking into account the special seismic load, but those less than six stories are not required to confirm the seismic performance from structural engineers in Korea. For this reason, small-size pilloti-type RC buildings need to be checked for seismic performance. Based on this background, this study performed nonlinear dynamic analysis using the PERFORM-3D for small-size pilloti-type RC buildings and assessed their seismic performance. Examples are two through four story buildings with and without walls in the first story. The walls and columns in the first story satisfied the target performance in the basic of flexural behavior due to quite a large size and reinforcement. However, wall shear demands exceed shear strength in some buildings. When designed for KBC2009, wall shear strength exceed shear demand in some buildings, but still does not in others. Consequently, wall shear must be carefully checked in both existing and new small-size pilloti-type RC buildings.

**Key words:** Pilloti-type, Small-size building, Reinforced concrete, Nonlinear dynamic analysis, Seismic performance evaluation

## 1. 서론

현재 국내 저층 건축물 중 ‘층수 2층 이하, 연면적 1,000 m<sup>2</sup> 미만(500 m<sup>2</sup> 미만으로 변경 예정)의 건축물은 건축 허가 대상이 아닌 신고 대상이다. 따라서 이들은 건축구조기술사의 전문적인 설계 없이 주로 건축사의 경험에 의한 구조시스템 및 구조 상세가 적용되어 실제 이들의 구조적 성능이 어느 정도 인지 확인이 어려운 실정이다. 또한 건축구조기술사가 내진 성능을 확인해야 하는 건축물은 6층 이상이므로 3~5층 건축물은 건축 허가 대상이지만 건축구조기술사가 내진성능을 반드시 확인 할 필요가 없다. 이로 인해 비전문가인 건축사가 내진성능 확인의 주체가 되는 경우가 대부분이기 때문에 이들 건축물의 내진성능에 의문이 있을 수 밖에 없다. 일반적으로 건축사에 의한 경험적 구조상세를 가진 건축물의 구조안정성이 건축구조기술사의 구조

설계에 의한 건축물에 비해 취약하다고 생각할 수 있으나 구조시스템에 큰 문제가 없다면 오히려 초과강도가 높아 내진성능이 좋을 수도 있다. 그 이유는 실제적인 구조해석 및 설계가 수행되지 않으므로 관습적으로 부재의 크기와 철근량을 과도하게 적용하기 때문이다. 하지만 부재의 크기와 철근량이 충분하다 하더라도 구조시스템이 합리적이지 않다면 기본적인 구조적 안정성뿐만 아니라 내진성능의 확보가능성은 크지 않다. 이와 같은 대표적인 사례는 필로티형 건축물이다.

필로티형 건물은 Fig. 1(a)와 같이 1층은 주차장 용도로 보와 기둥만이 있는 골조 시스템이며 2층은 Fig. 1(b)와 같이 주거용으로서 벽체가 외벽을 형성하고 있다. Fig. 1(a)는 계단실이 외부에 위치하여 1층에 벽체가 전혀 없으나 계단실이 내부에 위치하면 1층 일부에 벽체가 위치하게 되며 이러한 경우가 훨씬 더 많다(Fig. 2~4). 필로티형 건물은 전형적인 수직비정형 시스템으로서 골조가 대부분을 차지하고 있는 1층이 연층 또는 약층이 될 수 있다. 건물이 3~5층인 경우 1층은 계단실을 포함한 일부만 벽체이고 나머지는 모두 골조로 구성되어 있으나 상부층은 주거용으로 사용되므로 모두 벽체로 구성되어 있다. 이러한 수직 비정형 시스템은 KBC2009[1]에서 특별지진하

\*Corresponding author: Kim, Taewan

E-mail: tkim@kangwon.ac.kr

(Received January 25, 2016; Revised March 23, 2016; Accepted March 24, 2016)

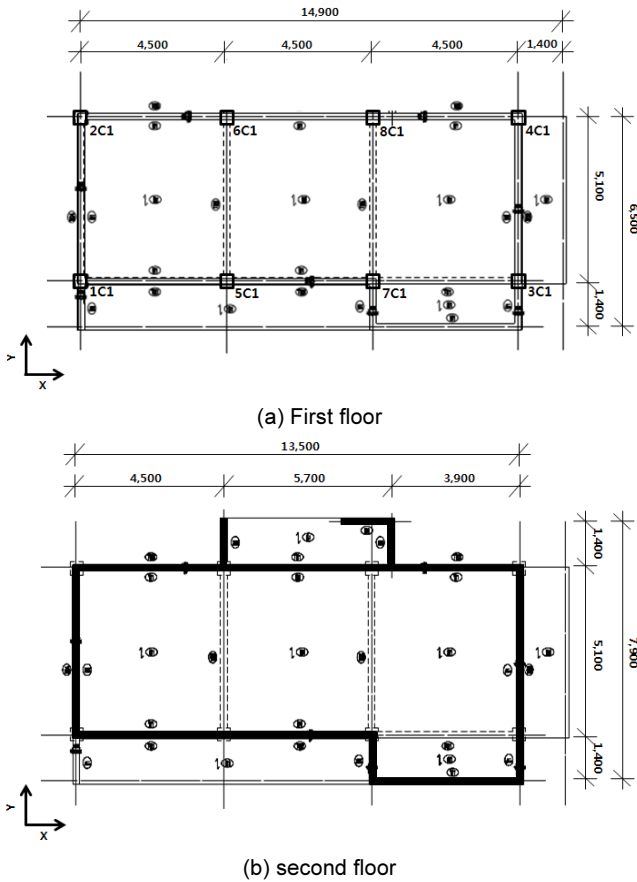


Fig. 1. plan of an example building (EX 1)

층을 고려하게 되어 있다. 이는 필로티 층 외 구조의 초과강도를 추가적으로 고려하여 내진설계를 수행하는 것이다. 즉, 일반적인 구조시스템에 비해 지진하중을 더 크게 적용한다는 의미다. 하지만 앞서 언급한대로 이들은 건축 구조기술사의 전문적인 설계가 잘 이루어지지 않는 사각지대에 위치하고 있으므로 이들의 내진성능은 반드시 확인할 필요가 있다.

이러한 배경을 바탕으로 본 연구에서는 5층 이하 소규모 철근콘크리트 건축물 중 저층부, 특히 1층이 주로 골조로 구성되어 있고 2층 이상은 전단벽으로 구성된 필로티 형식 건물들을 대상으로 내진성능을 평가하는 것이 목표이다. 필로티형 건물은 1층을 제외한 2층 이상에서는 벽식구조로 되어 있어 이들의 내진성능은 1층에 위치한 수직부재에 의해 좌우된다. 따라서 필로티 형식 건물의 내진성능평가는 결국 1층 수직부재의 내진성능을 평가하는 것과 동일하다. 먼저 1층 수직부재의 내진성능은 전체 건물이 부담해야 하는 전단력을 지지할 수 있는가에 달려있다. 더불어 필로티 형식 건물은 층 변위가 1층에 집중될 수밖에 없으므로 1층 기둥이 요구층변위에도 수직력 저항능력을 상실하지 않을 만큼 충분한 연성능력을 확보하고 있는지도 확인한다.

현재까지 수행된 저층 필로티 건물에 대한 연구는 실험적인 연구와 해석적인 연구가 있다. 실험적인 연구로는 정동욱[2]이 5층 RC 필로티 건물을 대상으로 1/5축소 지진모의실험을 수행한 사례가 있다. 이는 저층 필로티형 RC 집합주택의 특성을 파악하는 것을 목적으로 하고 있다. 실험결과, 내진 설계되지 않은 필로티형 저층 RC 집합주택은 KBC2005 기준 설계지진에 대해 큰 균열 없이 안전한 것으로 나타났다. 하지만 전체 전단력 중 90% 이상의 전단력을 코어 벽체에서 부담하여 비틀림거동을 더욱 증폭시키기 때문

에 외각 프레임의 강성 보강을 통해 필로티형 저층 RC 집합주택의 안정성을 더욱 높일 수 있다고 주장하고 있다. 이후 수행된 조창석[3]의 연구는 정동욱 [2]에서 나타난 지진응답과 보강 후 지진모의실험을 통한 구조물의 지진응답을 비교하여 보강의 효과가 있는지에 대해 분석하였다. 보강 방법은 지진의 취약성을 보유한 1층에 비좌굴 가새를 추가하고 기둥의 전단취성파괴를 보강하기 위해 FRP를 사용하는 것이다. 지진실험을 수행한 결과 설계지진에서는 약간의 비탄성거동을 나타내고 최대지진에서는 상당한 비탄성 거동을 나타내었지만, 변형이 인명안전 수준이내에 들어 2500년 재현주기에 대해서 목표성능을 만족하는 것으로 판명되었다. 마지막으로 백은림 외[4]는 2층 RC 필로티 건물을 대상으로 진동대 실험을 하여 동적거동 특성 및 파괴모드를 파악하였으며 강재댐퍼의 보강 유무에 따른 동적거동 특성 및 내진성능을 파악하였다. 보강 전에는 국내의 설계 지진하중에 상응하는 수준에서 전단파괴가 발생하였다. 보강 후에는 설계 지진하중 수준에서 계단실벽체에 평균열이 발생한 정도의 손상에 그치는 것으로 나타났다.

해석적인 연구로는 이정재 외[5]가 있다. 이 연구에서는 5층의 RC 필로티 건물의 실존사례를 중심으로 표준대상구조물을 선정하여 비선형 정적해석을 수행한 후 휨 성능에 대해 분석하였다. 분석 결과 기둥은 목표성능을 모두 만족하는 것으로 나타나고 있지만 벽체의 경우 목표성능을 만족하지 못한다는 결론을 나타내고 있다. 하지만 필로티 건물의 경우 수직 비정형 건물이기 때문에 비선형 정적해석 보다는 비선형 동적해석을 수행하여 휨 성능 및 전단 성능을 모두 파악하는 것이 바람직하다.

또한 현재까지 수행된 연구의 대상건물은 모두 1층에 계단실벽체를 가지고 있으며 계단실벽체가 평면상 가운데에 위치한 대칭형 건물이다. 하지만 현재 우리나라에 건설된 저층 필로티형 건물의 경우 계단실벽체가 가운데에 위치하기보단 한쪽에 치우쳐서 위치한 건물(Fig. 2~4)이 대부분이며 1층 필로티가 기둥으로만 이루어져 있고 계단을 외부 비구조체로 연결한 건물도 존재하고 있다. 이러한 형태의 건물들은 비선형정적해석보다는 비선형동적해석을 통해 내진성능을 확인 할 필요가 있다. 따라서 본 연구에서는 현재 우리나라에 건설되어있는 저층 필로티형 건물 중 1층이 기둥으로만 이루어져있는 경우(Fig. 1)와 1층 벽체가 한쪽으로 치우쳐있는 경우(Fig. 2~4)를 대상으로 PERFORM-3D[6]을 활용하여 3차원 비선형 동적해석을 통해 내진성능을 확인하였다.

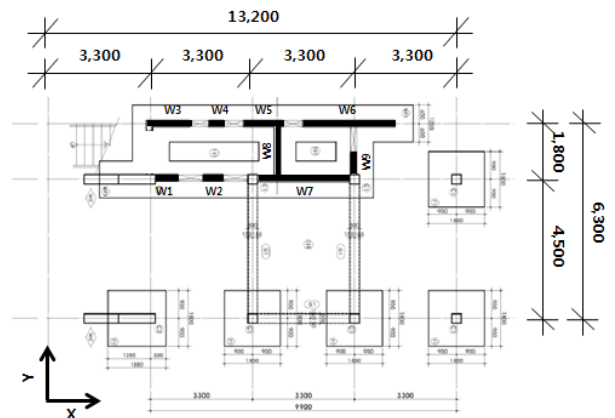


Fig. 2. First floor plan of an example building (EX2)

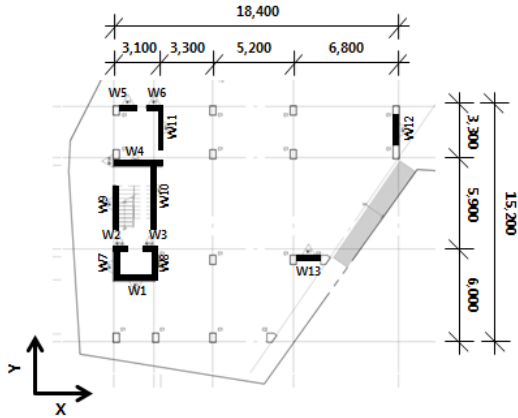


Fig. 3. First floor plan of an example building (EX3)

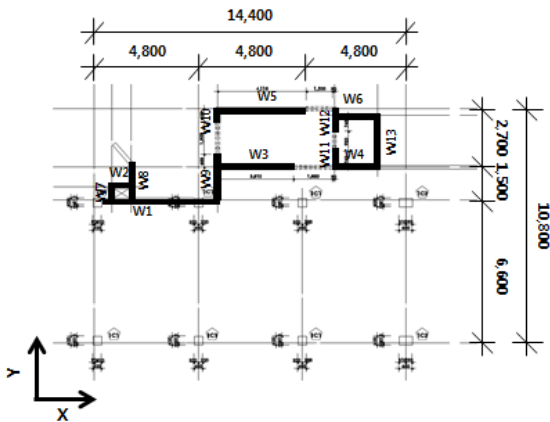


Fig. 4. First floor plan of an example building (EX4)

## 2. 예제 건물

예제 건물은 신영수[7]에 나타나 있는 소규모건축물 중에서 필로티형 철근콘크리트 건물로 분류되는 건물을 대상으로 하였다. 본 연구에서 사용한 건물은 총 4개로 EX1~EX4로 표현하였으며 이들의 정보는 Table 1에 나타나 있다. EX1은 Fig. 1에 나타나 있듯이 2층의 단독주택으로써 1층에 벽체가 존재하지 않는 건물이다. 이 건물은 필로티형 건물로는 드물게 계단이 외부 비구조체로 연결되어 있어 1층에 기둥만 존재하는 형식이다. EX2는 EX1과 동일하게 2층 건물이며 단독주택이다. EX1과 EX2의 차이점은 1층의 계단실벽체 유무에 있다. EX2는 Fig. 2에 나타나듯이 1층에 기둥뿐만 아니라 계단실 벽체가 존재하고 있다. 또한 벽체가 한쪽에서만 치우쳐 있고 길이(X) 방향의 벽량이 많은 것이 특징이다. EX3은 3층 건물로 Fig. 3과 같이 1층에 계단실벽체가 존재하는 건물이다. EX3의 특징은 계단실 이외에 독립적으로 위치한 벽체가 있다는 점이다. EX4는 4층 건물로 Fig. 4에 나타나 있듯이 1층에 계단실 벽체가 존재하며 EX2와 같이 벽체가 한쪽에서만 치우쳐 있고 길이방향의 벽량이 많다.

신영수[7]에는 필로티형 소규모 건축물뿐만 아니라 다수의 소규모 건물에 대한 정보가 있다. 일반적인 소규모 건축물의 기둥 단면은 300×300 mm, 400×400 mm가 대부분 사용되어 철근비 1~2%사이를 나타내고 있다. 필

Table 1. Configuration of example buildings

Building	Story	Wall at first story	Wall ratio (%)	Height (m)	First story height (m)
EX1	2	X	0	7.6	3.3
EX2	2	O	3.4	6.1	2.8
EX3	3	O	2.0	9.6	3.6
EX4	4	O	4.3	12.6	3.6

Table 2. Details of column section

Building	Size (mm)	Main reinf.	Hoop reinf.	Reinf. ratio(%)
EX1	400 × 400	10-HD16	HD10@250	1.2
EX2	300 × 300	4-HD19	HD10@300	1.3
EX3	300 × 500	10-HD19	HD10@300	1.9
EX4	400 × 400	12-HD19	HD10@300	2.1

Table 3. Details of wall section

Building	Size (mm)	Vertical reinf.	Horizontal reinf.	Reinf. ratio(%)	
				Ver.	Hor.
EX2	200	HD13@400	HD10@300	0.31	0.24
EX3	150	HD10@300	HD10@300	0.32	0.32
EX4	180	HD10@300	HD10@300	0.26	0.26

로티형 건물의 1층 기둥 또한 일반적인 소규모 건물의 기둥과 유사한 단면 크기 및 철근비를 나타내는 것을 Table 2를 통해 확인할 수 있다. 벽체의 경우 일반적인 소규모 건물에서는 내벽 두께 150 mm, 외벽 두께 200 mm의 벽체가 대부분 사용되었다. 철근의 경우 수직, 수평철근 모두 D10@300의 배근이 가장 많이 사용되었으며 철근비가 0.2% 이상으로 나타나기 때문에 현재 지어져 있는 소규모 건축물의 벽체 배근은 KBC2009[1]의 벽체 최소철근비 조항을 만족하는 것으로 나타난다. 본 연구에서 사용될 필로티형 건물의 벽체 두께는 Table 3에 나타나 있듯이 150~200 mm이며 철근비는 0.2~0.3% 정도이다. 결과적으로 일반적인 소규모 건축물에서 사용되는 벽, 기둥, 보의 철근 배근 및 단면이 필로티형 건물에도 사용되었다는 것을 알 수 있다.

## 3. 비선형 동적해석 모델링

비선형 해석에 사용하는 재료강도는 설계기준강도에 기대강도계수를 곱한 기대강도를 적용하였다. 기대강도 계수는 공동주택 성능기반 내진설계 지침(이하 지침)[8]을 따랐다. 본 예제건물들의 콘크리트와 철근의 공칭강도는 각각 21 MPa, 400 MPa이기 때문에 기대강도 계수를 각각 1.2와 1.1을 사용하였으며 이에 따라 산정된 콘크리트와 철근의 기대강도는 25.2 MPa, 440 MPa이다. 비선형 해석에 사용하는 부재의 강성은 콘크리트 균열의 영향을 고려하여 유효강성을 적용시켰으며 유효강성은 재료강도와 마찬가지로 지침에서 제시한 값을 사용하였다. 예상 중력하중의 경우 1.1 DL + 0.25 LL을 적용하였으며 질량은 예상중력하중에서 고정하중의 계수를 1.0으로 변경하여 적용하였다. 소규모 필로티 건물에서 보의 경우 2층 이상 벽

체하부에 위치하여 전체 비선형 거동에 영향을 주지 않기 때문에 모델링에서 제외하였다. 따라서 수직부재인 벽체와 기둥만 해석모델에 포함시켰다. 이때 벽체는 비선형 거동이 1층에 집중되기 때문에 1층 벽체의 단면만 비선형으로 모델링하였으며 2층 이상의 벽체에 대해서는 탄성으로 모델링 하였다. 구조해석 프로그램은 PERFORM-3D[6]을 사용하였다. 필로티형 건물의 내진성능은 거의 1층의 거동으로 결정되기 때문에 2층 이상은 간략하게 모델링하였고 창호가 있는 위치에서는 벽체 전체를 삭제하였다. PERFORM-3D[6]를 이용하여 모델링한 예제건물들의 3차원 형상을 Fig. 5~8까지 나타내었다.

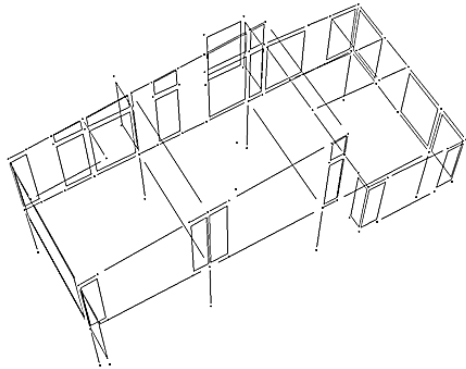


Fig. 5. 3D view of an example building (EX 1)

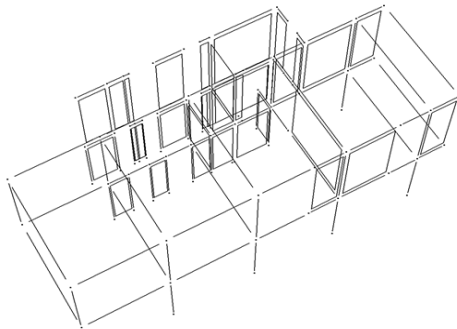


Fig. 6. 3D view of an example building (EX 2)

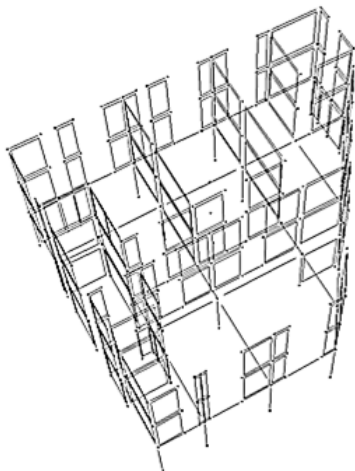


Fig. 7. 3D view of an example building (EX 3)

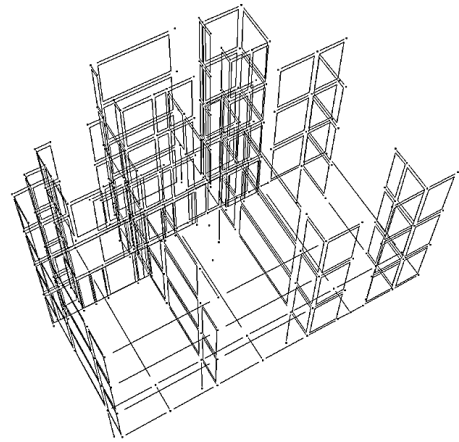


Fig. 8. 3D view of an example building (EX 4)

### 3.1 기둥

기둥 부재 단면 비선형 특성은 FEMA Hinge 모델을 사용하였다. PERFORM-3D[6]의 특성상 기둥의 강도는 PM상관곡선을 직접 입력시켜 자동적으로 강도를 계산하기 때문에 강도값을 직접 입력시키지 않았다. 이때 항복모멘트강도와 극한모멘트강도의 비율은 입력 할 수 있다. 이 비율은 입력 가능한 최소값인 96%를 사용하였다. 다음으로 변형능력의 경우 지침에서 제시한 모델링 파라미터 값을 사용하였다. 모델링 파라미터 값을 산정하기 위해 전단보강근 상세 조건을 정할 필요가 있다. 조건은 135도 후크가 있는 상세와 90도 후크가 있는 폐쇄형 상세로 나뉜다. 현재 예제 건물의 경우 소규모 건물이기 때문에 135도 후크가 있는 상세 가능성은 매우 낮으며 90도 후크가 있는 폐쇄형 상세로 되어있을 가능성이 크기 때문에 90도 후크의 조건으로 모델링 파라미터 값을 이용하였다. 이때 기둥의 모델링 파라미터 값은 축력비, 전단철근비, 작용전단력의 비율에 따라 변경된다. 소규모건물의 경우 대부분의 기둥에서 축력이 상대적으로 작기 때문에 축력비는 0.1 이하이며 전단철근비 0.0005 이하, 작용전단력의 비율 0.25일 때의 모델링 파라미터를 사용하였다.

### 3.2 벽체

PERFORM-3D[6]의 경우 벽체를 나타낼 수 있는 요소가 Shear Wall 과 General Wall 두 가지가 있다. Shear wall의 경우 벽체의 수직방향 휨과 전단거동을 나타낼 수 있으며 General Wall 요소는 추가적으로 수평방향의 휨도 나타낼 수 있다. General Wall 요소는 주로 개구부로 인한 불연속적인 벽체나 벽체가 서로 수직으로 만나는 경우에 사용하도록 PERFORM-3D[6]에 나타나있다. 본 연구에서는 Shear Wall 요소를 사용하였으며 수직방향 휨만 비탄성으로, 전단거동은 탄성으로 모델링 하였다.

벽체의 단면은 Fiber 요소를 이용하였다. Fiber 요소를 이용할 경우 기둥과 같이 FEMA Hinge를 위한 모델링 파라미터가 필요한 것이 아니라 철근 및 콘크리트의 비탄성 모델을 선정할 필요가 있다. 이때 재료의 비탄성 모델은 지침을 이용하여 선정하였다. 콘크리트의 경우 인장응력은 무시하였으며, 최대 압축응력은  $1.2f_{ck}$  (25.2 MPa)를 사용하였고 이에 대응하는 압축

변형률은 0.002를 사용하였다. 압축변형률 0.002이후부터 강도가 감소하도록 하였으며 0.004에서 최소강도에 도달하도록 모델링하였다. 콘크리트의 응력-변형률 관계는 Fig. 9와 같다. 철근은 압축과 인장에서 모두  $1.1f_y$  (440 MPa)에서 항복하도록 하였으며, 항복 후 강성비를 인장, 압축 모두 3%로 하였다. 철근의 최대 인장 강도는  $1.5f_y$  (600 MPa)이며, 인장변형률이 0.04에서 강도가 감소되도록 모델링 하였다. 철근 압축의 경우 압축변형률 0.02에서 강도 저하가 나타나도록 하였다. 철근의 응력-변형률 관계는 Fig. 10과 같다.

콘크리트와 철근에 대한 이력모델은 Fig. 11과 Fig. 12에 각각 나타나 있다. PERFORM-3D[6]의 벽체 파이버모델을 테스트한 결과 콘크리트 이력

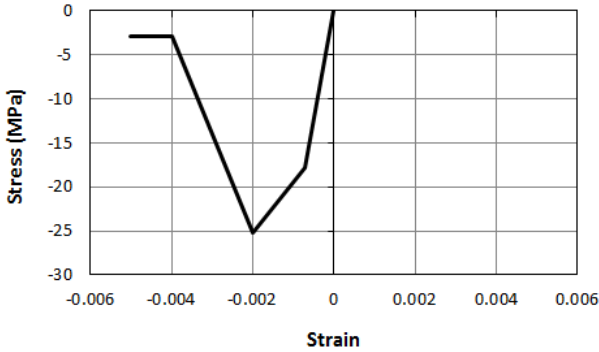


Fig. 9. Material model for concrete

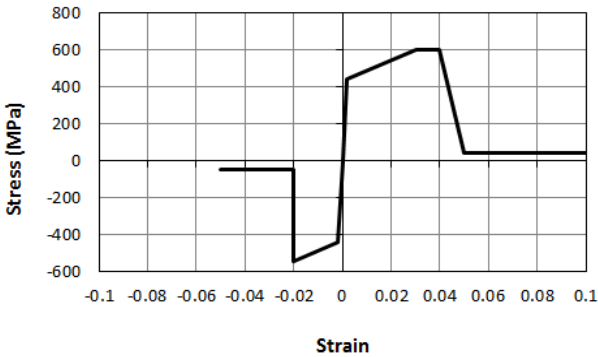


Fig. 10. Material model for steel

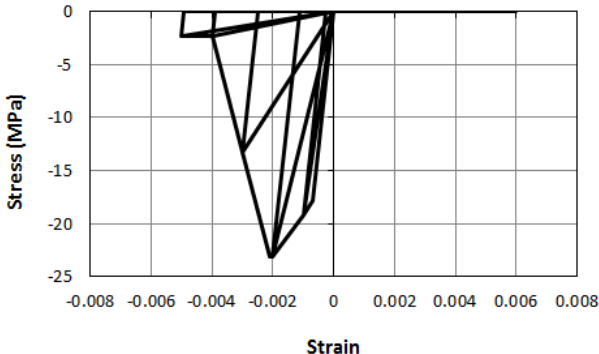


Fig. 11. Hysteresis model for concrete

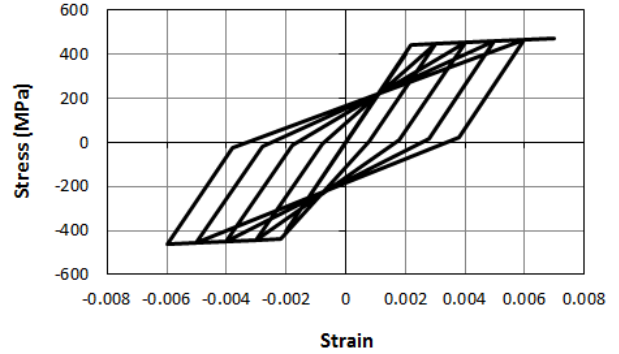


Fig. 12. Hysteresis model for steel

모델의 형태는 벽체의 힘-변위 이력형태에 전혀 영향을 미치지 않았다. 콘크리트의 이력형태는 Energy Factor로 조절할 수 있으나 벽체의 최종적인 힘-변위 이력에 영향이 없으므로 본 연구에서는 Energy Factor의 값을 1로 설정하였다. 반면 철근의 이력모델은 벽체의 힘-변위 이력에 직접적으로 영향을 미쳤다. 따라서 본 연구에서는 ATC72[9]에서 제시하는 기본이력 모델 중의 하나를 사용하였으며, 이때 Energy Factor의 값은 항복 이후 구간에서 0.5 값을 이용하여 Fig. 12와 같은 이력모델을 구현하였다.

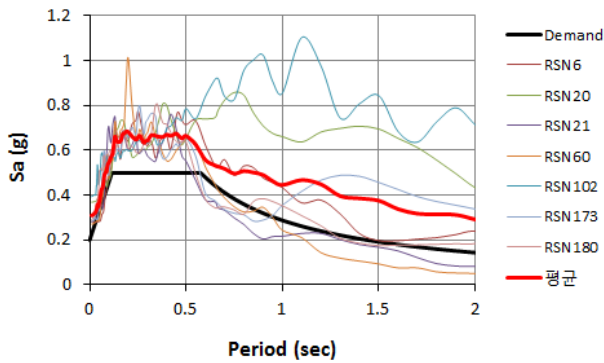
### 3.3 지진파 선정

본 연구에서는 비선형동적해석을 사용하여 내진성능을 평가하기 때문에 입력 지진파를 선정해야 한다. 지진파는 PEER ground motion database [10]의 지진파 중에서 선정하였는데 그 방법은 다음과 같다. 먼저 Database에서 Spectrum Model을 ASCE Code Spectrum으로 변경한 후 Target Spectrum을 지진구역 1 및 Sd지반에 대한 설계스펙트럼가속도 Sds와 Sd1로 정의하였다. Target Spectrum을 설정한 후 지진파의 조건은 Sd 지반에 해당하는 전단파 속도 180~360 m/s만을 입력하였다. 스케일링 방법은 Minimize MSE를 선택하였고 Weights는 건물 고유주기의 0.2배에서 1.5배 사이를 1.0으로 지정하였다. 이러한 조건에서 PEER Database가 제공한 지진파 중 MSE가 작은 순으로 지진파 7개를 선정하였다. 선정된 지진파 7개의 Horizontal방향에 해당하는 2개의 스펙트럼을 SRSS한 후 Scale factor 1)을 곱해주면 Target Spectrum에 Scaling된 스펙트럼을 구할 수 있다. Target Spectrum에 Scaling된 스펙트럼의 평균을 구한 후 이 평균 스펙트럼을 KBC2009[1]에 따라  $0.2 T_1 \sim 1.5 T_1$  구간에서 설계응답스펙트럼의 1.3배의 90%보다 크도록 조정해야 한다.  $0.2 T_1 \sim 1.5 T_1$  구간의 Scale factor중 최댓 값이 Scale factor 2)가 되며 최종적인 Scale factor는 앞서 개별 지진파의 SRSS 스펙트럼을 Target Spectrum에 Scaling한 Scale factor 1과 평균 스펙트럼이 설계응답스펙트럼의 1.3배의 90%보다 크도록 조정된 Scale factor 2의 곱이 최종적인 개별 스펙트럼의 Scale factor 3)가 된다. 실제 해석에 사용된 지진파의 스펙트럼은 Fig.13과 같다. 선정된 7개의 지진파에 대한 정보는 Table 4에 정리하였다.

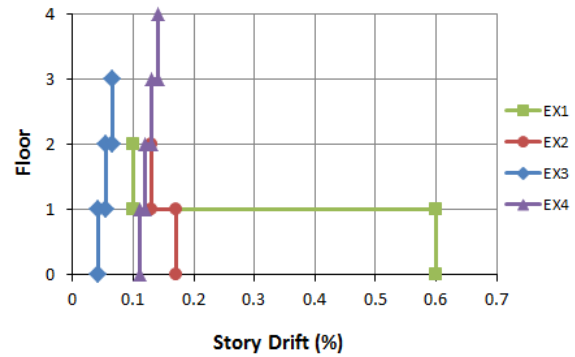
- 1) Database에서 제시한 Scale factor
- 2) Guideline의 기준에 맞춘 Scale factor
- 3) 실제 해석에 사용되는 개별 지진파의 Scale factor

**Table 4.** Information on earthquake ground motions

Earthquake Name	Station Name	Year	RSN	Magnitude	Vs30 (m/s)	Scale factor
Imperial Valley	El Centro Array	1940	6	6.95	213	0.79
Northern Calif	Ferndale City Hall	1954	20	6.5	219	1.41
Imperial Valley	El Centro Array	1955	21	5.4	213	4.20
San Fernando	Cholame-Shandon	1971	60	6.61	184	63.2
Northern Calif	Ferndale City Hall	1975	102	5.2	219	2.23
Imperial Valley	El Centro Array	1979	173	6.53	202	0.97
Imperial Valley	El Centro Array	1979	180	6.53	205	0.44



**Fig. 13.** Spectrum of seismic waves used in the actual analysis



**Fig. 14.** Story drift for example buildings

### 4. 비선형 동적해석을 통한 내진성능평가

앞서 언급한 대로 필로티형 건물의 내진성능은 1층 수직부재에 의해 결정된다. 따라서 1층 수직부재의 비선형 거동을 집중적으로 검토하였다. 비선형 동적해석은 직교하는 두 개의 방향에 대해 번갈아 수행하였다. 7개의 지진파 쌍을 사용하였으므로 건물 당 총 14개 결과를 평균하여 분석하였다. 평가 항목으로는 기둥 및 벽체 회전각, 벽체의 전단력, 층간변위를 사용하였다. 성능목표는 지침에 따라 설계스펙트럼가속도의 1.0배에 인명안전으로 하였다. 개별 부재의 허용수준은 지침[8]을 따랐다.

예제건물의 기둥은 모두 축력이 상대적으로 작기 때문에 축력비가 0.1 이하이며 전단철근비 0.0005 이하, 작용전단력의 비율 0.25 이하의 조건에 해당하여 허용회전각이 0.009 radian으로 나타났다. 벽체 또한 기둥과 마찬가지로 지침을 이용하여 허용회전각을 선정하였다. 예제건물의 모든 벽체는 특수경계요소가 없는 벽체이며 축력비 0.1 이하, 작용전단력의 비율 0.33 이하에 해당하여 허용회전각이 0.004 radian으로 나타났다. 허용층간변위의 경우 예제 건물은 모두 내진등급 II 이기 때문에 KBC2009[1]에 의하면 허용층간변위는 2%이지만 전문가에 의해 설계가 되지 않았고 상세나 시공 품질을 정확히 특정하기 어려우므로 보수적으로 1%를 사용하였다. 벽체의 압축변형률은 지침에 따라 0.002를 사용하였다. 벽체의 소요 전단력은 하중지배작용에 해당하므로 지침에 따라 평균 소요작용력의 1.2배( $F_u$ )를 허용수준으로 하였다.

Fig. 14는 각 예제건물의 수평방향에 대해서 최대 층간변위 평균을 나타낸 결과이다. 층간변위는 벽체와 가장 멀리 떨어져있는 모서리 기둥에서 구하였다. 모든 건물에 대해서 허용층간변위 1%를 초과하지 않는 것을 확인

**Table 5.** Rotation of 1C1 in EX1

Earthquake No.	Rotation	
	A	B
RSN 6	0.0087	0.0091
RSN 20	0.0040	0.008
RSN 21	0.0095	0.0082
RSN 60	0.0087	0.0080
RSN 102	0.0078	0.0050
RSN 173	0.0068	0.0061
RSN 180	0.0078	0.0035
Average	0.0076	0.0070

할 수 있다. 이때 EX1 과 EX2에서는 1층의 층간변위가 가장 크게 나타났다. 하지만 EX3과 EX4의 경우는 1층의 층간변위가 상부층에 비해 약간 작게 나타났다. 1층이 필로티층인데 이러한 결과가 나타난 이유는 2층 이상에서는 해석모델의 간략화를 위해 창호 아래, 위에 위치한 벽체를 완전히 제거했기 때문으로 보인다. 또한 1층 벽체의 양이 지진력에 저항할 수 있는 수준으로 확보되어 있음을 의미하기도 한다. EX2의 경우는 길이(X)방향으로는 벽량이 일정 정도 확보되어 있지만 단변(Y)방향으로는 벽량이 거의 없다. Fig. 14에서 EX2의 1층 층간변위는 단변(Y)방향의 결과다.

EX1의 경우 1층에 벽체가 없는 건물이기 때문에 1층의 기둥에 대해서만 평가하였다. Table 5는 모든 지진파에 대해서 1C1기둥의 X방향 회전각을 정리한 것이다. 이때 A는 지진파를 X, Y방향으로 입력 시켰을 때의 결과이며 B는 Y, X방향으로 입력 시켰을 때의 결과이다. 회전각의 평균을 보면 목표성능인 인명안전 수준(0.009 radian)은 넘지 않는 것으로 나타나고 있다.

**Table 6.** Rotation, strain and shear force of W2 in EX2

Earthquake No.	Rotation	Strain	Shear ( $F_u$ )
RSN 9	0.0008	0.00010	368
RSN 60	0.0006	0.00009	294
RSN 97	0.0006	0.00006	302
RSN 170	0.0007	0.00006	295
RSN 173	0.0008	0.00009	340
RSN 175	0.0004	0.00006	178
RSN 180	0.0006	0.00005	274
Average	0.0006	0.00007	292

\*  $F_u$ : 1.2 times shear demand

다른 기둥들도 1C1과 같은 결과를 나타내었다. 1층에 벽체가 없음에도 불구하고 목표성능을 만족하는 이유는 기둥의 단면이 400×400으로 비슷한 규모의 건물인 EX2에 비해 상대적으로 기둥의 크기가 크고 철근도 더 많이 배근되어있기 때문인 것으로 보인다.

EX2의 경우 기둥은 모두 탄성거동을 나타냈기 때문에 벽체 결과만을 기술한다. Table 6은 W2부재에 대한 회전각, 압축변형률 및 전단에 대한 결과를 정리한 것이다. 벽체의 요구회전각은 인명안전 허용수준인 0.004를 초과하지 않았고, 압축변형률의 평균은 0.00007로 허용수준인 0.002를 초과하지 않았다. 회전각과 압축변형률에 대한 이러한 결과는 모든 벽체에서 동일하게 나타나고 있기 때문에 모든 벽체는 휨에 대한 성능을 만족하는 것으로 판단한다. 반면 전단에 대해 검토한 결과 대부분의 벽체는 전단력 보다 전단강도가 더 크게 나타났으나 W2 벽체는 전단력이 전단강도를 초과하였다. 전단력은 소요 작용력에 1.2배를 곱한 292 kN이며 전단강도는 KBC2009[1]에 따라 산정한 201 kN이다. 이때 전단강도는 축력에 대한 영향이 없는 ( $\sqrt{f_{ck}}/6$ )hd(h: 벽체 두께, d: 벽체 유효깊이) 식을 사용 하였다. 그 이유는 비선형동적해석을 하였을 경우 각 스텝에 따라 축력이 변하기 때문에 축력에 대한 영향을 반영한 전단강도를 산정하기가 어렵기 때문이다. 이와 같이 다른 모든 조건에서는 성능을 만족하였지만 일부 벽체에서 전단에 대해 성능을 만족하지 못하는 경우도 발생할 수 있음을 알 수 있다.

EX3은 EX2와 마찬가지로 모든 기둥이 탄성거동을 나타냈다. 벽체의 변형률 및 회전각, 층간변위 또한 요구량이 매우 작아 목표성능을 모두 만족하고 있다. 하지만 Table 7에 나타나 있듯이 W1, W4, W5, W6, W12, W13 벽체에서 전단력이 전단강도를 초과하는 것으로 나타났다. 특히 Y방향의 벽체보다 X방향의 벽체에서 대부분 성능을 만족하지 못하는 것을 알 수 있다. 이것은 X방향 벽체들의 길이가 Y방향에 비해 상대적으로 짧아 벽량이 상대적으로 낮으며, 그 결과 전단저항능력이 Y방향에 비해 낮을 수밖에 없기 때문이다.

EX4도 EX2, EX3과 마찬가지로 모든 기둥에서 탄성거동을 나타냈다. 벽체의 변형률 및 회전각, 층간변위 또한 요구량이 매우 작아 목표성능을 모두 만족하고 있다. EX4 또한 1층 벽체에서 대부분 전단력이 전단강도를 초과하는 것으로 나타나고 있다. 특히 X방향의 벽체보다 Y방향의 벽체에서 대부분 전단력이 전단강도를 초과했는데 앞서 EX3에도 나타났듯이 Y방향 벽체들의 길이가 X방향에 비해 상대적으로 짧기 때문인 것으로 판단된다. 결국 기존 필로티형 소규모건축물은 변형지배작용인 휨 거동으로만 판단하면 성능을 만족하는 결과로 나타나 하중지배작용인 전단 거동으로 판단하면

**Table 7.** Shear performance of walls in EX3

ID	$F_u$ (kN)	Shear strength(kN)	DCR
W1	1109	696	1.59
W2	104	187	0.56
W3	113	187	0.60
W4	1001	696	1.44
W5	586	482	1.22
W6	475	267	1.78
W7	363	535	0.68
W8	680	535	1.27
W9	355	696	0.51
W10	925	990	0.93
W11	450	562	0.80
W12	950	642	1.48
W13	1350	883	1.53

성능을 만족하지 못하는 것으로 판정된다. 언뜻 벽체는 전단력에 대해서는 성능이 부족하지 않을 것으로 생각할 수 있으나 이는 잘못된 것임을 알 수 있다.

## 5. KBC2009[1]에 따라 설계했을 때의 내진성능

앞에서 사용한 예제 건물들을 KBC2009[1]로 설계한다면 어떤 내진성능을 보이는지 조사하는 것도 의미가 있을 것으로 판단했다. 필로티 건물을 설계할 때는 일반적인 지진하중이 아닌 특별지진하중을 고려하여야 한다. KBC2009[1]의 0306.2.3에 의하면 필로티등과 같이 전체구조물의 불안정성이나 붕괴를 일으키거나 지진하중의 흐름을 급격히 변화시키는 주요부재의 설계 시에는 지진하중을 포함한 하중조합에 지진하중(E) 대신 특별지진하중( $E_m$ )을 사용하여야 한다고 명시되어 있다. 이때  $E_m$ 은  $\Omega_0 E \pm 0.2 S_{DS} D$ 이며, 여기서  $\Omega_0$ 는 KBC2009[1]의 표 0306.6.1.에서 정한 시스템초과강도 계수,  $S_{DS}$ 는 단주기 설계스펙트럼 가속도, D는 고정하중이다. 벽체는 건물 골조시스템의 철근콘크리트 보통 전단벽으로 설계하였다. 지진구역 1 및  $S_D$ 지반으로 설정하였으며 설계에 사용한 고정하중과 활하중은 Table 8과 같다.

KBC2009[1]에 따라 설계한 건물의 내진성능평가도 앞서 경우와 마찬가지로 1층 수직부재를 집중적으로 사용하였다. 기둥의 휨 거동은 앞서 평가들과 마찬가지로 탄성거동을 하였고 벽체의 요구회전각 및 압축변형률 또한 앞서 선정한 허용기준보다 매우 작게 나타났다. 따라서 대상건물의 내진성능은 벽체의 전단력에 의해 결정되었다.

EX1의 기둥에 대한 설계 결과는 Table 9에 정리하였다. 설계 전(Table 2 참조)과 비교하였을 때 기둥의 크기 및 배근량이 소량 감소한 것을 확인할 수 있다. 하지만 평가결과 모든 기둥에서 회전각이 인명안전 수준을 만족하는 것을 확인할 수 있었다.

EX2의 벽체에 대한 설계 결과는 Table 10에 정리하였다. 설계 전 부재 정보는 Table 3에 나타나 있다. KBC2009에 따라 설계 한 배근상태를 보면 W2부재의 수평철근이 200간격으로 다른 부재에 비해 수평철근이 더 많이 배근된 것을 확인할 수 있다. 기존 건물의 경우 W2벽체에서만 전단성능을

**Table 8.** Vertical loads for design by KBC2009 (kN/m<sup>2</sup>)

Story	EX1, EX2		EX3, EX4	
	Dead load	Live load	Dead load	Live load
Typical	5.50	2	5.8	2
Roof	4.40	1	5	1

**Table 9.** Design result of column (EX1)

Member	Size (mm)	Main	Hoop
1C1, 2C1 3C1, 4C1	300x300	8-HD19	HD10@300
5C1, 7C1 6C1, 8C1	400x400	4-HD19	HD10@400

**Table 10.** Design result of wall (EX2)

Member	Size (mm)	Vertical (mm)	Horizontal (mm)
W1, W9	200	HD13@100	HD10@300
W2		HD16@100	HD10@200
W3, W4, W6, W7		HD10@300	HD10@300
W5, W8		HD10@100	HD10@300

**Table 11.** Design result of wall (EX3)

Member	Size (mm)	Vertical (mm)	Horizontal (mm)
W2	200	HD10@100	HD10@300
W3		HD13@100	HD10@100
W1, W4, W5, W8	400	HD10@100	HD10@300
W6		HD13@100	HD10@300
W7, W12		HD10@200	HD10@300
W9, W10, W11, W13		HD10@300	HD10@300

만족하지 못하였지만 실제 설계를 할 경우에는 수평철근이 증가함에 따라 W2벽체도 전단에 안전한 것으로 나타났다.

EX3의 벽체에 대한 설계결과는 Table 11에 정리하였다. 설계결과를 보면 대부분의 벽체 두께가 400 mm로 증가하였다. 그 이유는 모든 벽체 두께를 200 mm로 하였을 때 길이가 짧은 W2, W3 벽체에서 설계가 되지 않아서 짧은 벽체를 제외한 벽체들의 두께를 증가시켜 설계가 가능하도록 하였기 때문이다. 하지만 비선형동적해석을 통해 전단성능을 평가하면 W1, W6, W13벽체에서 전단성능을 만족하지 못하였다. 따라서 EX3의 평면은 기준에 따라 설계를 하여도 전단에 대해서 취약하였다. 만약 전단철근을 의도적으로 증가시켜 D10@200간격으로 배근한다면 전단성능을 만족시킬 수 있다. 이때 KBC2009[1] 0507.10.2. (3)조항에 따르면 “ $V_n$ 은  $(5\sqrt{f_{ck}}/6)hd$  이하로 취하여야 한다”라고 명시되어 있다. 여기서  $V_n$ 을 구하기 위한  $V_c$ 는 축력에 대한 영향을 반영한 값이며 이때 축력은 설계에 사용되는 값을 사용하였다. D10@200으로 배근할 경우 이 조항 또한 만족시키기 때문에 실제 전단철근을 추가하면 설계가 가능하다. 하지만 이러한 설계는 비효율적이

**Table 12.** Design result of wall (EX4)

Member	Size (mm)	Vertical (mm)	Horizontal (mm)
W1, W2, W4, W6, W10	200	HD10@100	HD10@300
W3, W5		HD10@300	HD10@300
W7		HD16@100	HD10@300
W8		HD16@100	HD10@100
W9, W11, W12, W13		HD13@100	HD10@300

므로 EX3은 평면계획 자체를 변경할 필요가 있다.

EX4의 벽체 크기와 배근은 Table 12에 정리하였다. 설계 시 벽체 두께가 200 mm로 증가되었으며 수직철근의 배근도 달라졌다. 하지만 수평철근의 배근상태는 거의 달라지지 않았기 때문에 벽체 전단력이 전단강도를 초과하는 것으로 나타나고 있다. 이러한 이유로 EX4의 평면은 기준에 따라 설계를 하여도 전단에 대해서 취약하다. EX3과 마찬가지로 전단철근을 의도적으로 추가한다면 D13@200간격까지 배근할 수 있다. 하지만 D13@200으로 하여도 전단성능을 만족하지 못하며 D13@100으로 배근하여야 성능을 만족시킬 수 있다. 그러나 D13@100으로 배근할 경우 KBC2009[1] 0507.10.2. (3)조항에 어긋나기 때문에 EX4는 구조설계로 해결하기에는 적합하지 않은 평면 형태를 가지고 있다고 볼 수 있다.

EX2에서 EX4까지의 예제 건물들을 KBC2009[1]의 0306.4.4. 건물형상 기준으로 평가해보면 모두 비틀림 비정형, 강성 비정형, 및 강도의 불연속에 해당된다. 이 경우 내진설계범주 D에 해당되어 설계 시 동적해석법을 사용해야 하므로 어려움이 예상된다. 위 결과는 필로티형 건물의 설계 시 기준을 따라 동적해석법을 사용하여 1층 벽체의 전단강도를 반드시 검토해야 한다는 것을 보여주고 있다.

## 6. 결론

필로티형 건물은 전형적인 수직비정형 건물로서 1층이 연층 또는 약층이 될 수 있어 특별지진하중을 고려하여 설계해야 하지만 건축구조기술사의 내진성능 확인 대상에서 벗어나 있다. 따라서 내진성능이 확보되지 않았을 가능성이 높은 5층 이하의 필로티형 소규모 철근콘크리트 건물의 내진성능을 확인 할 필요가 있기에 본 연구에서는 1층에 필로티를 가지는 소규모 철근콘크리트 건물을 대상으로 비선형 동적해석을 수행하여 내진성능을 평가하였다. 이를 통해 필로티형 소규모 건축물의 취약한 성능을 파악할 수 있었다.

일반적인 소규모 필로티형 건물의 경우 모든 부재가 휨성능에 대해서는 안전하지만 벽체는 전단에 취약한 것으로 나타났다. 따라서 기존 필로티 건물의 벽체는 전단보강이 필요하다고 판단된다. 동일한 평면을 갖는 필로티형 건물을 KBC2009[1]에 의해 설계 했을 때 대부분의 경우 벽체의 전단성능을 확보하였지만 그렇지 않은 경우도 있었다. 벽체가 전단성능을 확보하지 못하는 경우는 평면 자체가 구조 계획적으로 내진성능을 확보하기 어려운 경우였다. 결론적으로 본 연구를 통해 저층 필로티형 건물은 벽체의 전단이 취약함을 확인하였으며 기존 및 신축 필로티형 건물의 보강 또는 설계 시 이를 중점적으로 검토해야 한다.



대부분의 연구자나 기술자들은 국내 소규모 필로티 건물의 내진성능이 취약할 것으로 예상하고 있지만 어떤 능력이 부족한지에 대한 정확한 정보를 가지고 있지 않다. 이 연구의 결과는 국내 소규모 필로티 건물의 내진성능 확보에 중요한 정보를 제공할 것으로 기대된다.

**/ 감사의 글 /**

2015년도 강원대학교 학술연구구성비로 연구하였음(과제번호- 520150040).

**/ REFERENCES /**

1. AIK, KBC 2009, Korean building code-structural. Seoul, Korea: Architectural Institute of Korea; c2009, p. 258.
2. Jung DW. Earthquake simulation tests on a 1:5 scale piloti-type low-rise RC residential building model. Korea University; c2010. p. 172.
3. Cho CS. Comparative evaluation on the seismic responses of a low-rise rc residential building model with and without retrofit. Korea University; c2011. p. 126.
4. Baek EL, Oh SH, Lee SH. Seismic performance of an existing low-rise reinforced concrete piloti building retrofitted by steel rod damper. Earthquake Engineering Society of Korea; c2014. p. 241-251.
5. Lee JJ, Lee HS, Kim HC, Lee YH, Lee KH. Seismic performance evaluation of piloti-type low-rise RC apartment using nonlinear static analysis. Earthquake Engineering Society of Korea; c2008. p. 237-240.
6. CSI. Perform-3D, Nonlinear analysis and performance assessment for 3D structures, user guide version 4. Berkeley, CA: Computers and Structures Inc.; c2006. p.123-141.
7. Shin YS, A white book on structural safety of small-size buildings, Ewha Womans University; c2015.
8. AIK, Guidelines for performance-based seismic design of residential buildings, Architectural Institute of Korea; c2015. p. 13-33.
9. ATC-72-1, Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. Pacific Earthquake Engineering Research Center; 2010, p. 42.
10. PEER Ground Motion Database, Available from: <http://ngawest2.berkeley.edu/>, Berkeley, California.