

KDS 41 17 00에 따라 설계된 저층 필로티 건물의 지진 취약도

Seismic Fragility of Low-rise Piloti Buildings Designed According to KDS 41 17 00

주창혁¹⁾ · 김태완^{2)*}

Joo, Changhyeok¹⁾ · Kim, Taewan^{2)*}

¹⁾강원대학교 신산업개발 T-EMS 융합학과 대학원생, ²⁾강원대학교 신산업개발 T-EMS 융합학과 교수

¹⁾Graduate Student, Department of Energy and Infra Integrated System, Kangwon National University, ²⁾Professor, Department of Energy and Infra Integrated System, Kangwon National University

/ A B S T R A C T /

The 2017 Pohang earthquake caused severe damage to low-rise piloti buildings. The damage was caused mainly by column shear failure, and some core walls were as well. The damaged piloti buildings in Pohang City could be relieved if they were designed correctly according to the standards at that time. However, the post-earthquake investigation revealed design, construction, and permission problems. To solve the problems, the Piloti Building Structure Design Guidelines that include strict specifications were published in 2018. Separately, KDS 41 17 00, the seismic design standard for buildings, was enacted in 2019 and it included the guideline contents. Therefore, at least after the publication of the guidelines, piloti buildings, designed by the standard and guidelines, can be expected to possess better seismic performance than existing piloti buildings. To confirm this, the probability of exceedance for several damage state thresholds was estimated for existing and designed piloti buildings. As a result, the probability of damage of designed piloti buildings was very low compared to existing ones. Consequently, it was confirmed that the guideline and standard adequately supplement the structural fragility of existing piloti buildings.

Key words: Piloti-type building, Seismic fragility, Pohang earthquake, KDS 41 17 00, Seismic design guideline for piloti

1. 서론

국내에서는 도심 저층 주거지역의 주차난을 해소하기 위해 2002년 9월부터 주차장법 시행령[1]에서 주차장 설치 요건을 강화하였다. 이 요건으로 인해 주로 원룸으로 구성된 4~5층 주거 건물은 최소 5대 이상의 주차 공간을 건물 내에 설치할 수밖에 없게 되었다. 그 결과 1층은 주차 공간을 위해 계단실 코어 부분을 제외한 대부분은 기둥으로 구성되고 2층 이상부터는 원룸을 위해 내력벽으로 구성된 필로티형 건축물이 대량으로 건설되었다. 이러한 필로티형 건축물은 1층이 기둥과 코어 벽체로 구성되며 2층 이상부터 내력벽으로 구성되어 수직부재가 불연속인 수직 비정형 구조다.

이러한 필로티 형식 건축물에 대해 2005년 건축구조설계기준(KBC

2005)[2]에서는 “필로티 등과 같이 전체 구조물의 불안전성으로 붕괴를 일으키거나 지진하중의 흐름을 급격히 변화시키는 주요 부재와 이를 지지하는 해당 위치의 수직부재 설계에는 지진하중을 포함한 하중조합에 일반 지진하중 대신 특별지진하중을 사용하여야 한다.”라는 규정을 신설하였다. 필로티 건물이 2002년 9월부터 허가가 진행되었기 때문에 초창기는 아니더라도 KBC 2005가 적용된 2005년 7월 이후에 허가된 필로티 건물은 특별지진하중에 대한 규정이 설계 시 적용되었어야 한다.

한편 2017년 11월 15일 규모 5.4의 지진이 포항에서 발생하였을 때, 5층 이하 필로티 형식의 건물에서 큰 피해가 발생하였다. 피해 대부분은 1층 기둥의 전단파괴였으며, 기둥에 비해서 빈도가 떨어지지만, 코어 벽체에서도 전단파괴가 발생하였다(Fig. 1). 기둥 전단파괴의 주원인은 띠철근 간격이 넓은 것과 띠철근 갈고리의 부실이며, 더해서 크로스타이가 배근되지 않은 경우도 많았다. 이로 인해 기둥이 횡력을 받을 때 띠철근이 풀어지면서 주철근 좌굴이 발생하고 최종적으로 코어 콘크리트가 파괴되었다. 코어 벽체의 전단파괴도 결국 횡방향, 즉 수평철근의 양이 부족하여 X자 형태의 균

*Corresponding author: Kim, Taewan

E-mail: tkim@kangwon.ac.kr

(Received October 15, 2021; Revised November 30, 2021; Accepted December 1, 2021)



Fig. 1. Damage in piloti-type buildings at Pohang earthquake

열이 발생하였고 심한 경우 철근이 노출되고 오프닝까지 발생하였다.

포항 지진에서 필로티 건물의 피해가 집중된 포항시 북구 장량동 일대는 택시가 조성된 지 오래되지 않아 대부분의 필로티 건물은 2005년 이후에 허가된 것이다. 따라서 이들은 KBC 2005에 따라 설계가 되어 했고, 그랬다면 이와 같은 피해는 발생하지 않았을 것이다. 필로티 건물의 피해 원인을 규명하고 해결 방안을 수립하기 위해 국토교통부에서 연구를 수행하였다[3]. 연구에서 설계 과정에서 특별지진하중이 적용되지 않은 사례가 많이 발견되었고, 시공 및 허가 과정에서도 문제점이 확인되었다. 그 결과물로 국토교통부에서는 2018년 8월 ‘필로티 건축물 구조설계 가이드라인(이하 가이드라인)’[4]을 발간하였다. 이 가이드라인은 법적 기준이 아니므로 강제조항이 아니지만 가이드라인에서 ‘필로티 건축물 구조설계 체크리스트’를 작성하고 허가 과정에서 제출을 의무화하였기 때문에 실제적으로는 강제적 성격을 가지고 있다. 이 체크리스트는 당시 기준인 ‘건축구조기준(KBC 2016)[5]’에 따라 설계한 필로티구조 건축물의 구조적 안전성을 중복 확인 시 활용한다.

이와는 별개로 KBC 2016의 개정 작업이 진행되고 있었는데, 하중 편에 속해 있던 지진하중이 하나의 독립된 기준으로 2019년 3월에 ‘건축물 내진설계 기준(KDS 41 17 00)(이하 기준)’[6]이 제정되었다. KBC 2016까지는 특별지진하중에 대한 조항만 있고 필로티구조 건축물의 내진설계에 관한 구체적인 조항은 없었다. 하지만 기준에는 관련 조항이 ‘9.8.4 필로티 기둥에 대한 고려사항’에 추가되었으며, 여기에 가이드라인의 내용이 일부 포함되었다. 따라서 최소한 가이드라인이 공표된 이후에 허가된 필로티 건물은 엄격한 기준에 따라 설계되었으므로 그렇지 않은 기존 필로티 건물에 비해 내진성능은 매우 우수할 것으로 예상된다. 이 연구에서는 가이드라인과 기준에 따라 설계된 필로티 건물과 이전의 그렇지 않은 필로티 건물의 지진 취약도를 비교 및 분석하여 가이드라인과 기준의 필로티 건물 관련 조항들의 적용성을 확인하고자 하였다.

연구의 목표 달성을 위해 대상 필로티 건물은 포항 지진에서 피해가 발생한 건물 중에서 도면이 있는 건물 2동을 선정하여 가이드라인과 기준에 따라 설계하였다. 지진취약도함수를 도출하기 위한 손상 상태 및 손상도 기준 정의, 해석모델 작성, 비선형동적해석, 변동성 고려 방법 등은 기존 연구[7]를 따랐다. 최종적으로 포항 지진 당시의 지진강도와 기준에서 정의한 지진강도 수준에서 기존 건물과 새로 설계한 건물의 지진취약도를 비교하여 기존 건물의 부족한 성능을 파악하고 가이드라인과 기준에 의해 어떻게 보강되었는지 확인하였다.

2. 필로티 건물의 현 내진설계 기준

기준[6]의 9.8.4절에 필로티 건물에 대한 설계 고려사항이 규정되어 있다. 요약하면 다음과 같다.

- 필로티 기둥, 전이구조 및 그 연결부는 특별지진하중을 적용하여 증폭된 지진하중에 대하여 설계. 상부 내력벽과 직접 연결되지 않는 독립된 필로티 층의 전단벽의 설계에도 특별지진하중을 적용.
- 필로티 기둥에서는 전 길이에 걸쳐서 후프와 크로스타이로 구성되는 횡보강근의 수직간격은 단면최소폭의 1/4 이하. 단 150 mm보다 작을 필요는 없음. 횡보강근에는 135도 갈고리정착을 사용하는 내진상세를 사용.
- 필로티 기둥의 설계전단력은 특별지진하중에 대한 구조해석을 사용하여 계산하되 $2M_n/L_n$ 이상이어야 함. 여기서 M_n 은 기둥의 해당 방향 휨모멘트강도로서 압축력의 영향을 고려한 값, L_n 은 기둥의 순 길이.
- 필로티 층에서 코어벽은 박스형태의 콘크리트 일체형으로 구성하며 개구부는 최소화. 각 콘크리트 벽체에는 충분한 수직철근과 수평철근을 배치, 창문 등의 개구부 주위에는 추가로 보강철근을 배치.

기준에서 필로티 건물에 요구하고 있는 사항 중 중요한 것은 기둥 횡보강근의 간격을 단면 최소폭의 1/4 이하로 요구하고 있고 갈고리 정착을 135도로 요구하는 점이다. 더불어 기둥의 설계전단력을 $2M_n/L_n$ 이상으로 요구하여 휨항복이 선행하도록 하고 있다. 이 요구사항은 모멘트저항골조에서 특수시스템에 해당하는 수준이다. 포항 지진에서 띠철근의 양이 부족하고 갈고리 상세가 부실하여 필로티 건물의 기둥이 전단으로 파괴된 것을 방지하기 위한 목적으로 판단된다.

가이드라인[4]에는 기준에 비해 상세한 설계 규정을 두고 있는데 간단히 살펴보면 다음과 같다.

- 필로티 기둥 단면의 최소폭은 300 mm 이상.
- 필로티 층에 설치되는 벽체의 두께는 200 mm 이상. 필로티 층 코어벽 중 계단참에 면하는 벽체의 두께는 250 mm 이상.
- 기둥의 주철근비는 1.5% 이상 4% 이하. 주요 기둥에서는 8개 이상의 주철근을 배치. 주철근의 직경은 D19 이상.
- 후프와 연결철근의 수평 간격 그리고 연결철근간의 수평 간격은 200 mm 이하.
- 벽체 수직 철근과 수평 철근의 간격은 D13, 150 mm 이하.

기준에는 없으나 가이드라인에서 추가로 제한하는 조건은 필로티 기둥의 주철근비와 최소폭, 필로티 층의 코어 벽체 중 계단참에 면하는 벽체의 최소 두께에 관한 규정과 벽체의 수직, 수평 철근의 최소 치수와 간격이다. 특히 벽체의 두께와 수직 및 수평 철근에 대한 제한 조건은 기준만을 적용했을 때보다 벽체의 능력을 상당히 향상시킬 것으로 보인다.

3. 기준에 따른 필로티 건물 설계

3.1 대상 건물

필로티 건물의 코어 위치 및 방향별 지진 거동 차이를 비교하기 위해 포항 지진에서 피해가 발생한 건물 중에서 중심 및 편심 코어 건물을 각각 하나씩 선정하였다. 이들의 평면은 Fig. 2와 같다. 중심 코어 건물은 코어가 평면의 하부 중앙에 위치하고 편심 코어 건물은 코어가 오른쪽 하부 모서리에 위치하고 있다. Fig. 2(a) 중심 코어의 평면을 보면 X방향으로 대칭이 아니지만 포항 지진 피해 조사 결과[2]에서 코어가 평면의 모서리에 위치한 경우(편심 코어)에 비해 피해가 작았기 때문에 그 외의 경우를 모두 중심 코어로 정의하였다. 평면에 표기된 $W\alpha$ 벽체는 기존 필로티 건물에는 없으며, 기준에 따라 설계했을 때 추가된 벽체다. 기존 필로티 건물의 도면에 있는 재료 강도, 부재 치수 및 철근 배근 정보를 Table 1에 정리하였다.

기존 필로티 건물의 콘크리트와 철근의 재료강도는 중심 코어와 편심 코어 모두 일반적으로 사용하는 값이다. 기둥의 주철근비는 중심 코어 건물이 편심 코어에 비해 큰데, C1의 경우에는 기둥 단면 치수가 작은 영향도 있으나 C2의 경우에는 단면 치수도 크기 때문에 강도가 편심 코어 건물에 비해 매우 클 것으로 보인다. 기둥 띠철근의 간격은 동일하게 D10@300 mm이며, 이는 기둥의 전단강도가 충분히 확보되지 못하는 하나의 원인이다. 벽체의 경우 두께는 모두 200 mm로 동일하였다. 벽체의 수직 및 수평 철근의 양은 중심 코어와 편심 코어에서 서로 반대로 나타났다. 수직 철근은 편심 코어 건물에서 더 많이 배근된 반면 수평 철근은 중심 코어 건물에서 상대적으로

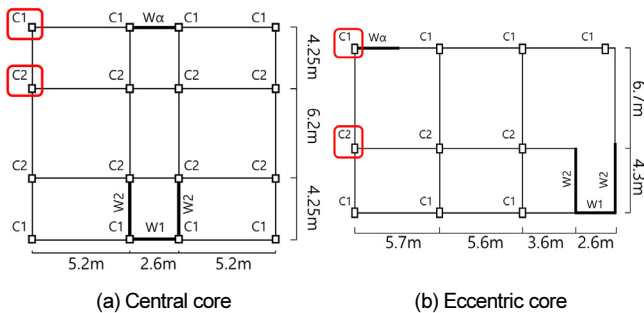


Fig. 2. Plan views of sample piloti-type buildings

Table 1. Structural information (existing buildings)

Type of buildings	Central core	Eccentric core	
Strength of concrete (f_{ck})	21 MPa		
Strength of rebar (f_y)	400 MPa		
Size	C1	300 mm x 500 mm	
	C2	300 mm x 1000 mm	
Main bars (reinf. ratio)	C1	8 - D22 (0.021)	
	C2	14 - D22 (0.018)	
Stirrup	C1	D10@300 mm	
	C2		
W1 W2	Thickness	200 mm	
	Vertical reinf.	D10@250 mm	D13@250 mm
	Horizontal reinf.	D10@200 mm	D10@300 mm

으로 더 많이 배근되었다. 이와 같은 벽체 철근 배근의 일관성 부재는 이 건물들이 정상적인 구조설계의 과정을 거치지 않았을 거라는 하나의 근거가 될 수 있다.

3.2 설계 결과

대상 건물의 형상은 그대로 유지하면서 기준과 가이드라인에 따라 설계를 진행하였다. 단, 최종적인 설계 결과는 Fig. 2에서 $W\alpha$ 로 표기된 벽체가 코어벽 외에 하나 더 추가되었다. 벽체를 하나 더 추가한 이유는 가이드라인에서 코어벽이 평면상 한쪽에 치우쳐 있는 경우에 반대편 또는 대각 반대편에 벽체를 추가하도록 규정하고 있기 때문도 있지만, 구조해석을 통해서 코어벽에서 가장 멀리 떨어진 기둥의 경우 부재력이 크게 상승하여 단면 치수가 건축적으로 허용하기 힘든 수준으로 커졌기 때문이다. 이에 관한 내용은 아래에 상세히 기술되어 있다. 콘크리트의 재료강도는 기존의 21 MPa에서 최근 많이 사용되고 있는 24 MPa를 사용하였고 철근의 강도는 기존과 동일한 400 MPa를 사용하였다. 지진하중 산정에 필요한 정보들은 Table 2에 정리하였다.

중심 코어 건물의 설계 과정을 살펴보면, 먼저 기둥 부재 치수를 가이드라인에서 제시한 최소폭인 300 mm로 하고, 주철근 배근 기준인 8 - D19를 사용하였으며, 띠철근 또한 최소 간격인 D10@150 mm로 하였다. 벽체 두께는 계단참에 면하는 부분을 250 mm, 그 외는 200 mm로 하였고 수직 철근과 수평 철근 또한 최소 기준인 D13@150 mm를 적용하였다. ‘가이드라인’에서는 코어가 한쪽에 치우쳐 있을 때 반대편에 벽체를 추가하도록 하고 있지만, 이 규정의 역할을 확인하기 위해 일단 추가 벽체 없이 설계를 시작하였다. 이 상태에서 특별지진하중이 포함된 하중조합에 대해 기둥 설계를 진행하였다.

전단 및 비틀림의 영향이 가장 큰 C1(Fig. 2의 적색 박스 표기) 기둥에 대한 축력, 모멘트, 전단력의 DCR이 각각 3.56, 3.62, 0.98이었으며 철근비는 3.0%로 높은 철근비를 보였다. 전단력은 1.0 미만으로 만족하였지만, 축력과 모멘트에 대해 만족하지 못하였다. 기둥 단면을 400 mm x 600 mm로 증가시켰지만, 결과는 동일하였다. 결국 추가 벽체 없이는 기둥 설계가 힘들다는 것을 확인하여 $W\alpha$ 를 추가하였으며, 그 결과 초기에 설정한 300 mm x 300 mm 단면에 주철근 8 - D19 및 띠철근 D10@150 mm에서 축력, 모멘트, 전단력의 DCR이 0.67, 0.68, 0.11로 만족하였다. 다만 주철근의 철근비가 2.5%로 가이드라인에서 제시한 1.5%~4.0%의 기준을 만족하지만, 기둥 단면을 300 mm x 400 mm로 증가시켜 주철근비를 1.9%로 낮추었다. 코어 벽체에 대한 DCR은 $W\alpha$ 벽체를 추가하기 전에 이미 1.0 미만이었으며, $W\alpha$ 벽체를 추가한 이후에는 당연히 DCR이 더욱 낮아졌다.

편심 코어 건물의 경우 ‘가이드라인’에 따라 설계 초기 단계부터 대각 반

Table 2. Parameters for seismic load

Seismic zone	I
Effective peak acceleration (S)	0.22 g
Site class	S ₃
Importance factor	1.0
Seismic design category	D
Response modification factor (R)	4

Table 3. Structural information (buildings designed for code and guideline)

Type of buildings		Central core	Eccentric core
Strength of concrete (f_{ck})		24 MPa	
Strength of rebar (f_y)		400 MPa	
C1, C2	Size	300 mm x 400 mm	400 mm x 600 mm
	Main bars (reinf. ratio)	8 - D19 (0.019)	12 - D22 (0.019)
	Stirrup	D10@150 mm	
	Thickness	Vertical reinf.	Horizontal reinf.
W1	250 mm	D13@150 mm	D13@150 mm
W2	200 mm		
W α	200 mm		

대편에 W α 를 추가하여 설계를 진행하였으며, 마찬가지로 특별지진하중이 포함된 하중조합에 대해 기둥 설계를 진행하였다. 벽체의 두께 및 철근 배근은 중심 코어 건물과 동일하게 시작하였고, 기둥의 경우 중심 코어 건물의 예를 참고하여 300 mm x 500 mm로 시작하였다. 기둥 주철근은 최소기준인 8-D19를 사용하였을 경우, 전단 및 비틀림의 영향이 가장 큰 C1 기둥에 대해 1.5%의 철근비를 만족하고, 축력, 모멘트, 전단력의 DCR이 1.285, 1.26, 0.44로 전단력에 대해선 만족하였으나 축력과 모멘트에 대해 만족하지 못하여 10-D22를 사용하였다. 띠철근은 최소 간격인 D10@150 mm를 사용하였다. 이때 해당 기둥의 DCR이 0.92, 0.92, 0.44로 1.0 미만을 만족하였으나, 철근비가 2.6%로 높게 나왔다. 중심 코어 건물의 기둥과 유사한 철근비로 설계하기 위해 400 mm x 600 mm로 단면의 치수를 증가시키고 12 - D22의 주철근을 사용하여 철근비를 1.9%로 낮추었다. 해당 기둥의 축력, 모멘트, 전단력 DCR은 0.9, 0.9, 0.55로 1.0 미만을 만족하였다. 벽체의 DCR은 중심 코어 건물과 같이 W α 벽체의 추가 여부와 관계없이 DCR을 만족하였다. 최종적인 설계 결과를 Table 3에 정리하였다.

3.3 기존 건물과 비교

기존 건물과 기준 및 가이드라인에 따라 설계한 건물의 단면 치수와 배근 상세를 비교하였다. 먼저 설계한 건물은 코어 벽체 외에 벽체 하나가 추가되었다는 것이며, 이에 따라 중심 코어 건물은 기둥의 치수가 크게 감소하였으나 편심 코어 건물은 큰 변화가 없었다. 이로부터 유추할 수 있는 사실은 기존 중심 코어 건물은 추가 벽체가 없는 것을 고려했을 때 기둥의 크기를 어느 정도 확보하고 있다는 것이지만 기존 편심 코어 건물은 추가 벽체가 없음에도 불구하고 기둥이 충분히 크지 않다는 것이다. 여기에 더해 주철근비도 기존 중심 코어 건물이 편심 코어에 비해 상당히 크다. 벽체의 경우는 수직과 수평철근의 양이 상반되게 나타나 직접적인 비교는 어렵지만, 기둥만을 비교하면 기존 중심 코어 건물이 어느 정도는 구조적인 고려를 한 것으로 예상할 수 있다.

하지만 중요한 것은 기존 건물의 기둥 띠철근이 모두 D10@300 mm으로 배근되었다는 점이다. 이로 인해 기둥의 전단강도는 기둥의 휨강도에 상대적으로 낮은 수준에 머물러 기둥이 전단지배로 거동하게 되었다. 특히 기존 중심 코어 건물 기둥의 상대적으로 큰 치수와 큰 주철근량은 휨강도와 전

Table 4. Ratios of amount of materials (designed/existing)

Type	Column		Wall	
	Reinf.	Conc.	Reinf.	Conc.
Central core	0.59	0.53	3.66	1.47
Eccentric core	1.51	0.95	3.04	1.47

단강도의 차이를 더욱 벌어지게 하는 결과로 나타났다. 반면 기준 및 가이드라인을 따라 설계했을 때는 띠철근 최소 간격이 150 mm이므로 모두 D10@150 mm로 배근되었다. 기둥 띠철근의 간격이 1/2로 감소함에 따라 기둥 띠철근의 전단 강도는 2배로 증가한다. 기둥 전단강도를 2배까지 증가시키지는 못하지만 기둥의 지배거동을 전단에서 휨으로 충분히 전환할 수 있다. 이는 필로티 건물의 지진 거동을 크게 변화시키는 중요한 변수이며, 다음 절의 모델링 부분에서 자세히 다루었다.

벽체의 경우에는 가이드라인에 수평철근 간격을 150 mm이하로 제한하고 있기 때문에 기존에 일반적으로 사용하던 간격인 300 mm 또는 250 mm으로 배근되었을 때보다 설계된 건물의 벽체 전단강도가 크게 증가하였다. 필로티 건물에서 X방향 코어 벽체는 코어 형태로 인해 길이가 작고 하나만 설치되어 있다. 따라서 필로티 건물의 X방향 휨력저항능력은 Y방향에 비해 부족할 수밖에 없다. 그런데 가이드라인에서는 X방향 벽체 두께를 250 mm 이상으로 제한하고 있기 때문에 이 제한과 더불어 수평철근도 충분히 배근되므로 설계된 필로티 건물의 휨력저항능력은 기존에 비해 상당히 증가할 수밖에 없다.

기존 건물과 설계된 건물의 물량을 비교한 결과를 Table 4에 정리하였다. 기본적으로 기존에 비해 설계된 건물의 물량이 증가할 수밖에 없다. 특히 벽체의 경우는 개수가 하나 추가된 것과 더불어 두께와 철근량을 엄격하게 요구하고 있으므로 철근과 콘크리트 물량 모두 증가하였다. 반면 기둥의 철근 및 콘크리트 물량은 추가 벽체의 영향으로 감소하였다. 다만 중심과 편심 코어에 약간의 차이가 있었다. 중심 코어는 기존의 물량이 매우 컸고 편심 코어는 매우 작았기 때문에 특히 철근 물량 변화에 차이가 컸다.

4. 푸시오버해석 결과

4.1 필로티 건물의 비선형해석모델링

예제 건물의 해석을 위해 상용 구조해석프로그램인 Perform-3D(이하 퍼폼)[8]을 사용하여 3차원 비선형 해석모델을 작성하였다. 필로티형 건물의 비선형거동은 1층에 집중된다는 점을 고려하여 1층은 비선형으로 모델링하고, 2층 이상은 탄성으로 모델링 하였다. 비선형해석을 위한 재료의 강도는 공칭강도에 기대강도계수를 곱하여 사용하였다. 기대강도계수는 국토안전관리원의 ‘기존 건축물 내진성능 평가요령(이하 평가요령)’[9]에 따랐다. 또한, 해석 시 철근콘크리트 부재에 발생할 수 있는 균열손상의 영향을 고려하기 위해 ASCE 41-13[10]을 참고하여 유효 강성을 적용하였다. 기둥 부재의 경우 유효 휨 강성은 축력비가 0.5 이상일 경우 $0.7E_cI_g$ 를 사용하며, 축력비가 0.1 이하이거나 인장력이 작용할 경우 $0.3E_cI_g$ 를 사용하며, 그 사이일 경우 선형보간을 사용한다. 예제 건물의 경우 축력비가 0.1~0.2 사이에 해당하여 하한치 $0.3E_cI_g$ 에 가까운 값을 사용해야 하나, 기둥의 강

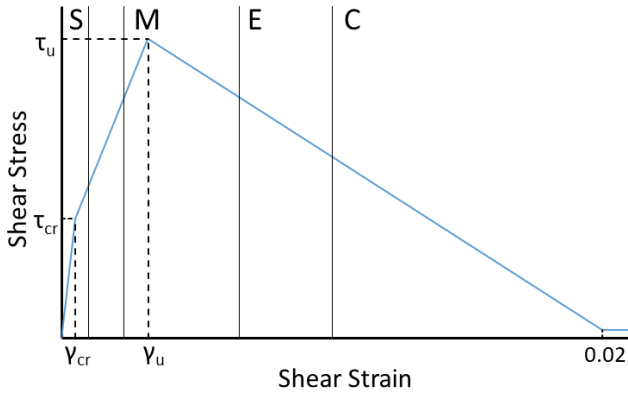


Fig. 3. Nonlinear shear stress vs. strain relationship of walls

성이 작게 반영되어 고유주기의 증가로 요구지진력이 감소하는 것과 벽체에 비해 상대적인 강성도 과도하게 작아져 기둥이 부담하는 요구력도 감소하는 문제가 발생하였다. 필로티 건물은 1층 기둥의 성능이 전체 건물의 성능에 중요한 역할을 하므로 축력비에 관계없이 상한치인 $0.7E_cI_g$ 을 사용하였다. 이때 기둥의 요구력이 증가하므로 기둥은 보수적인 평가가 된다.

기둥은 퍼폼의 ‘Column, reinforced concrete cross section’으로 모델링하였다. 기둥 단면의 비선형속성은 축력-모멘트힌지(P-M2-M3 Hinge, Rotation Type)와 전단힌지(V2-V3 Shear hinge, Displacement Type)를 함께 사용하여 모델링하였다. 이것이 의미하는 바는 해석 시 기둥의 모멘트와 전단력을 확인해서 둘 중 먼저 항복하는 쪽이 소성영역으로 들어간다는 것이다. 평가요령에서는 기둥의 비선형속성을 모멘트힌지로만 제공하고 있고 항복 후 거동은 휨전단강도비(V_p/V_o)에 의해 3단계의 지배 조건, 즉 조건 1(휨), 조건 2(휨-전단), 조건 3(전단)으로 구분하여 소성능력을 차등하여 정의하고 있다. 하지만 여기서는 모멘트힌지와 전단힌지를 따로 사용하고 있으므로, 해당되는 조건에 따라 약간 다르게 모델링하였다. 기둥의 조건이 3일 때는 전단지배여서 전단힌지에 의해 거동이 모사되므로 모멘트힌지는 크게 중요하지 않으나 상대적으로 보수적인 조건 2의 속성을 입력하였다. 기둥의 조건이 1 또는 2일 때는 휨지배이므로 모멘트힌지의 속성을 조건에 맞게 그대로 입력하였다. 전단힌지는 기둥의 전단강도에 도달하면

소성거동 없이 강도가 감소하는 것으로 모델링하였다. 다만 해석의 안전성을 위해 강도 감소는 최대강도 도달 후 0.01에서 최소가 되도록 기울기를 완만하게 입력하였다.

벽체는 퍼폼의 Shear Wall Element를 사용하여 모델링하였다. 벽체의 휨거동은 콘크리트와 철근의 비선형속성을 입력한 Fiber Section으로 모델링하였다. 벽체의 전단거동은 Fig. 3과 같이 삼선형의 비탄성 재료 모델로 모델링하였다. 이 모델의 주요 변수는 아래 식 (1)에서 식 (4)와 같다. 비선형속성은 최대전단응력(τ_u)을 산정한 이후 초기 전단 균열의 가능성을 고려하여 τ_u 의 40%로 균열전단응력(τ_{cr})을 산정하였다. 또한 이에 상응하는 전단변형률을 결정하였다. 전단탄성계수(G_c)는 포아송비를 0.167로 적용하여 구하였으며, 유효전단강성(G_{eff})은 ATC72-1[11]을 참고하여 전단탄성계수의 10%로 정하였다. 최대전단응력에 도달한 후 전단변형률이 0.02까지 서서히 감소하도록 모델링 하였다.

$$\tau_u = 0.167 \sqrt{f_{ck}} + \rho f_y \tag{1}$$

$$\tau_{cr} = 0.4 \tau_u \tag{2}$$

$$G_c = 0.43 E_c \tag{3}$$

$$G_{eff} = 0.1 G_c \tag{4}$$

4.2 기둥의 지배 거동 변화

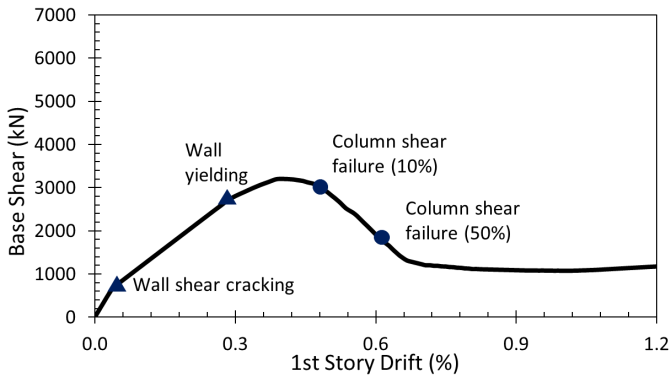
앞서 언급한 것처럼 기둥의 지배거동은 띠철근 간격과 같고리 상세에 따른 전단강도에 의해 좌우된다. 기존 필로티 건물의 경우 기둥의 띠철근은 D10@300 mm로 기본 배근으로 되어 있으며, 같고리도 90°를 사용하였다. 반면 설계한 건물의 경우 D10@150 mm의 띠철근을 사용하며, 같고리도 135°를 사용한다. 이를 바탕으로 기존 및 설계한 건물의 기둥 지배 거동을 각각 단면 방향별로 구하여 Table 5 및 Table 6에 정리하였다. 표에는 코

Table 5. Governing condition of columns in existing buildings

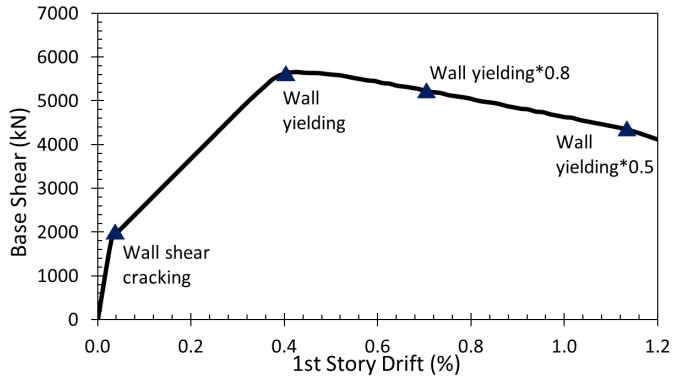
Type	Column	X-dir				Y-dir			
		V_p (kN)	V_o (kN)	V_p/V_o	condition	V_p (kN)	V_o (kN)	V_p/V_o	condition
Eccentric core	C1	229.2	214.2	1.07	iii	371.2	306.6	1.21	iii
	C2	270.8	238.3	1.14	iii	497.0	318.9	1.56	iii
Central core	C1	122.9	94.0	1.31	iii	245.1	159.2	1.54	iii
	C2	236.7	183.0	1.29	iii	876.5	373.7	2.35	iii

Table 6. Governing condition of columns in designed buildings

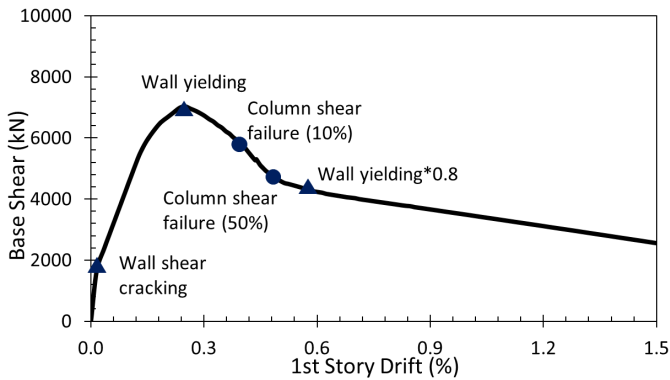
Type	Column	X-dir				Y-dir			
		V_p (kN)	V_o (kN)	V_p/V_o	condition	V_p (kN)	V_o (kN)	V_p/V_o	condition
Eccentric core	C1	241.1	315.4	0.76	ii	396.0	563.1	0.70	ii
	C2	267.3	356.0	0.75	ii	437.0	579.0	0.75	ii
Central core	C1	100.8	144.6	0.70	ii	148.0	294.6	0.50	i
	C2	105.1	152.7	0.69	ii	154.1	295.5	0.52	i



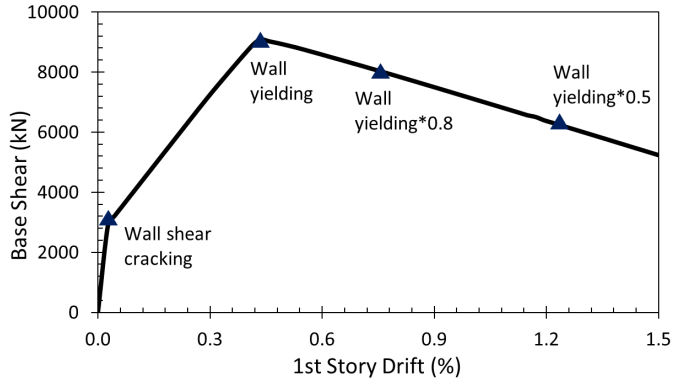
(a) Central core (X-dir.)



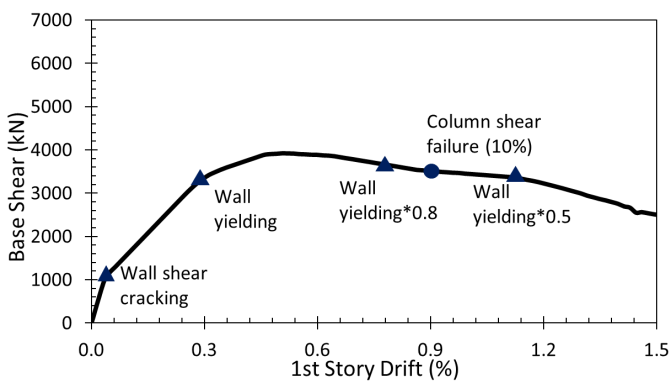
(a) Central core (X-dir.)



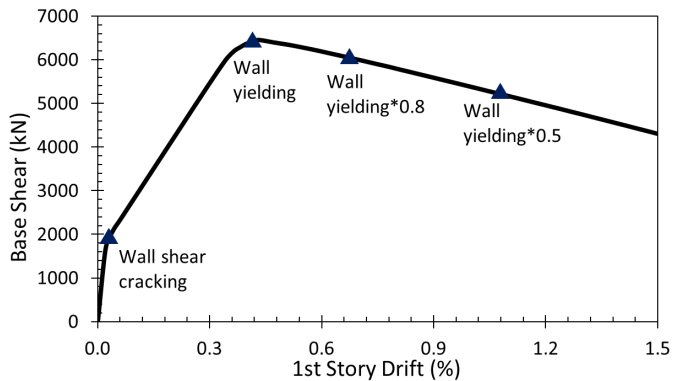
(b) Central core (Y-dir.)



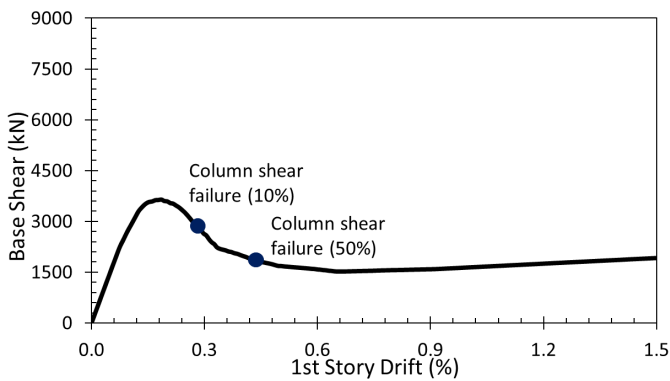
(b) Central core (Y-dir.)



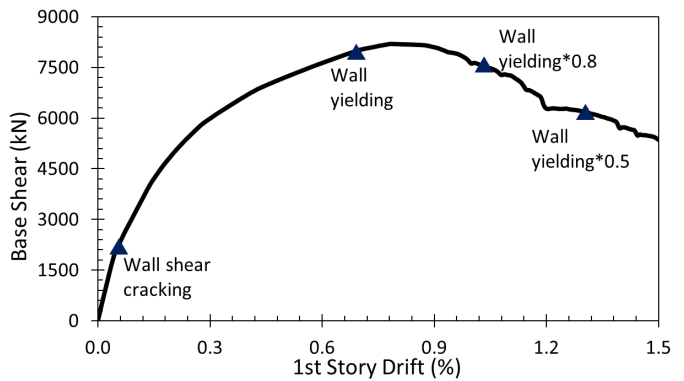
(c) Eccentric core (X-dir.)



(c) Eccentric core (X-dir.)



(d) Eccentric core (Y-dir.)



(d) Eccentric core (Y-dir.)

Fig. 4. Push-over curves of Existing buildings

Fig. 5. Push-over curves of Redesigned buildings

어에서 가장 멀리 떨어진 2개 기둥(C1 & C2)(Fig. 2에서 박스로 표시된 기둥)의 결과만을 나타내었다. 여기서 V_o 는 평가요령의 기둥 전단강도식에 따라 산정한 값이며, V_p 는 기둥 모멘트강도 M_n 의 2배를 기둥 순 길이 L_n 으로 나눈 값이다.

먼저 기존 건물은 코어 위치와 관계없이 C1과 C2 기둥 모두 V_p/V_o 가 1.0을 초과하여 조건 3의 전단지배거동으로 나타났다. 평가요령의 기둥 전단강도식에서 띠철근의 간격이 기둥 유효깊이를 초과하면 띠철근의 전단강도는 '0'인데, 기존 건물은 대부분이 여기에 해당하여 전단강도가 낮게 평가된 것이 가장 큰 이유다. 반면 설계한 건물은 띠철근 간격이 작아 전단강도에 온전히 반영되어 대부분 조건 2의 휨-전단과 일부 조건 1의 휨지배 거동으로 나타났다. 설계한 건물은 기둥이 모두 휨항복이 우선하기 때문에 전단항복이 우선하는 기존 건물에 비해 성능이 월등할 수밖에 없다. 이는 다음의 푸시오버해석 결과에서 명확히 확인할 수 있다.

4.3 푸시오버해석 결과 분석

중심 및 편심 코어 건물의 푸시오버 곡선을 기존 건물(Fig. 4)과 설계한 건물(Fig. 5)로 구분하여 나타냈다. 푸시오버 그래프에서 삼각형은 벽체, 원형은 기둥의 중요한 거동이 발생하는 지점을 나타낸 것이다. 벽체는 균열전단강도, 전단항복강도, 전단항복강도의 80% 및 50%에 도달하는 지점, 기둥은 전단파괴된 기둥의 수가 10% 및 50%인 지점이다. 이들은 기존 연구 [7]에서 필로티 건물의 주요 거동, 즉 HAZUS[12]에서 Slight, Moderate, Extensive, Complete의 4단계 손상 상태로 정의하고 있는 시점과 연결된다.

먼저 기존 건물과 설계한 건물의 밀면전단력 크기를 비교하면 설계한 건물이 월등히 크다. 이것은 밀면전단력에 가장 큰 영향을 미치는 벽체의 두께와 수직 및 수평철근량이 상대적으로 더 크기 때문이다. 이들이 큰 이유는 설계한 건물은 구조해석을 통해 벽체가 설계지진력에 저항하도록 설계했기 때문이다. 더불어 기둥의 원활한 설계를 위해 코어 외에 추가로 벽체를 설치한 것도 주요한 원인이다. 또한 기존 건물은 코어 위치 및 방향에 따라 밀면전단력 크기의 변화가 심하지만 설계한 건물은 상대적으로 차이가 작다. 코어 벽체 자체가 약한 이유도 있지만, 모든 기둥이 전단지배로 거동하기 때문에 기둥이 조기에 파괴되는 것도 하나의 이유다. 설계한 건물은 기둥의 조기 전단파괴가 없기 때문에 벽체에 의해 최대밀면전단력이 결정되어 비슷한 수준의 밀면전단력을 보이고 있다.

이번에는 변형능력을 살펴보겠다. 기존 건물은 기둥의 조기 전단파괴로 (설계한 건물에 비해서는 작은) 최대밀면전단력에 도달 후 강도가 빠르게 감소한다. 필로티 건물은 코어 위치와 관계없이 평면비정형성을 지니고 있기 때문에 코어에서 멀리 떨어진 기둥부터 차례로 전단파괴가 발생하면서 밀면전단력이 감소한다. 편심코어의 X방향이 상대적으로 완만히 감소하는 이유는 X방향 코어 벽체가 워낙 약하기 때문에 벽체의 비선형거동이 전체 거동을 지배하였기 때문이다. 설계한 건물은 Fig. 5에서 알 수 있듯이 최대밀면전단력 도달 후 벽체의 전단이 전단강도의 50%로 감소할 때까지 기둥의 전단파괴가 발생하지 않았다. 띠철근의 간격이 매우 작게 설계된 기둥은 전단지배거동이 안될 만큼 충분한 전단강도를 확보하여 연성적인 휨지배 거동을 하기 때문이다. 그 결과 설계한 건물의 푸시오버곡선에서는 모든 주요한 지점이 벽체의 거동으로 표시되어 있다.

5. 내진설계된 필로티 건물의 지진취약도

5.1 IDA(증분동적해석)

증분동적해석(Incremental Dynamic Analysis)[13]은 지반 운동의 크기를 점진적으로 증가시키면서 비선형동적해석을 수행하여 구조물의 거동을 관찰하는 방법이다. 이 연구에서는 규모 5에서 7 사이의 7개 지진파(Table 7)를 선택한 후 $S_2 \sim S_5$ 지반별로 부지응답해석을 수행하여 총 28개의 지진파를 생성하였다. 이들의 스펙트럼가속도를 Fig. 6에 정리하였다. 지반 운동의 크기 조절은 필로티 건물의 고유 주기(기존 : 0.3 s, 재설계 : 0.15 s)에 해당하는 S_u 를 사용하였다. 기존 필로티 건물의 경우에는 0.1 g에서 1.0 g까지 0.1 g 간격으로, 재설계한 필로티의 경우 0.2 g에서 2.0 g까지 0.2 g 간격으로 증가시키면서 비선형동적해석을 수행하였다.

5.2 지진취약도 함수 선정

필로티 건물의 지진취약도를 산정하기 위해 본 예제 건물에서 부재별 손상도 기준을 정의하였다. 지진취약도 함수의 손상 상태 분류는 HAZUS를 기반으로 하였다. 손상 기준은 각각 Slight, Moderate, Extensive, Complete로 정의하였다. Kim & Kim[7]에서 제시한 부재 성능 기반 손상도 기준을 채택하여, 벽체의 손상도 기준은 Fig. 3과 같이 Slight는 γ_{cr} 과 γ_u 의 합 1/4를 곱한 값으로 사용하였고, Moderate는 γ_{cr} 과 γ_u 의 합 3/4를 곱한 값을 사용하였다. Extensive와 Complete는 각각 τ_u 의 80%와 50%를 적용

Table 7. Information of earthquake ground motion data

No.	Name	Nation	Year	Magnitude	Geommean PGA (g)
1	Hokkaido	JPN	2018	6.7	0.13
2	N. Palm Springs	USA	1986	6.06	0.13
3	Kozani_Greece	GRC	1995	6.4	0.21
4	Sierra Madre	USA	1991	5.61	0.28
5	L'Aquila	ITA	2009	5.6	0.13
6	Gyeongju	KOR	2016	5.5	0.41
7	Pohang	KOR	2017	5.4	0.29

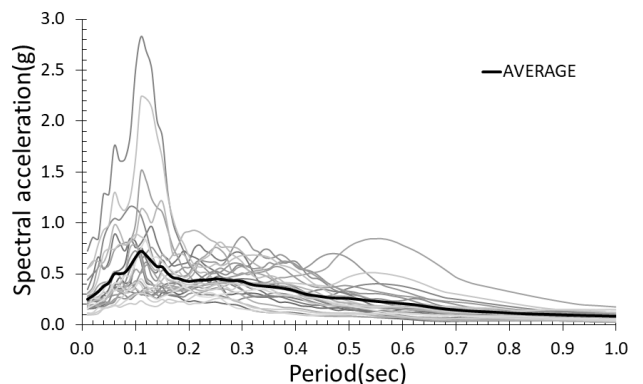


Fig. 6. Spectral acceleration of ground motion data

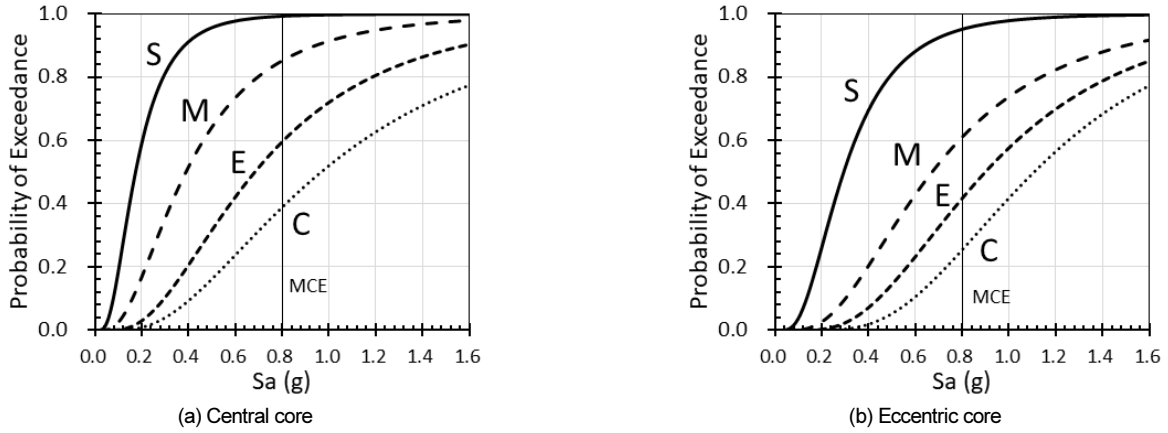


Fig 7. Fragility curves of existing buildings

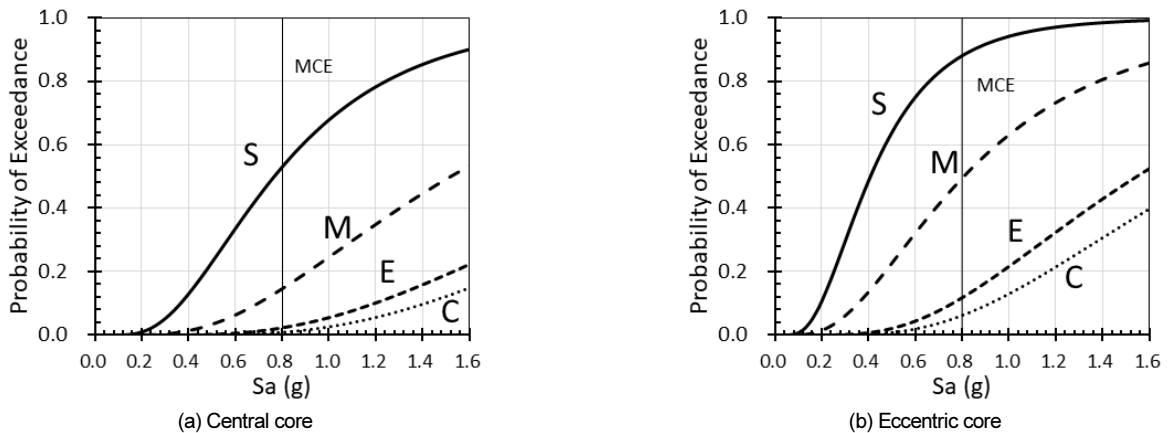


Fig 8. Fragility curves of designed buildings

하였다. 이때 γ_{cr} 과 γ_u 는 τ_{cr} 과 τ_u 에 대응하는 전단변형률이다. 기둥의 손상도 기준은 앞서 언급한 바와 같이 기둥의 전단변형이 0.01에 도달하는 시점을 전단파괴로 보고, 1층 벽체에 위치한 기둥을 제외하고 전체 기둥의 10%가 전단파괴가 발생하였을 때를 Extensive로 적용하였고, 50%의 전단파괴가 발생하였을 때를 Complete로 적용하였다. 기둥의 거동에 의한 Slight와 Moderate 기준이 없는 이유는 기둥 보다 먼저 벽체의 거동에 의해 Slight와 Moderate가 결정되기 때문이다.

이러한 손상도 기준으로 IDA를 통해 손상상태별로 총 28개의 지진파중에서 초과하는 개수를 파악하여 확률을 구하였다. 초과확률은 지반 운동의 크기를 나타내는 S_u 의 불연속적인 값으로 나타난다. 이를 로그정규분포의 누적분포함수로 가정하여 중간값(X_{ds})과 표준편차(β_{ds})를 계산하였다. 이를 다음의 함수에 대입하면 연속적인 취약도곡선을 산정할 수 있다.

$$P[ds | x] = \Phi\left[\frac{\ln(x/X_{ds})}{\beta_{ds}}\right] \tag{5}$$

여기서 Φ 는 표준 정규 누적 분포함수, ds 는 손상 상태, x 는 지진 강도이며, $P[ds | x]$ 는 지진 강도 x 에서 손상 상태 ds 가 발생할 확률, X_{ds} 는 손상 상태 ds 의 중간값, β_{ds} 는 손상 상태 ds 에서 로그정규분포의 표준편차를 나타낸다.

그런데 IDA에 의한 결과에서 직접적으로 도출한 표준편차는 지진파 또는 요구스펙트럼의 편차만을 고려한 결과이다. 실제로는 여기에 더해 다양한 불확실성을 고려할 필요가 있다. HAZUS에는 역량곡선의 불확실성(β_C)과 요구스펙트럼의 불확실성(β_D)을 고려한 표준편차와 손상 상태의 임계값의 불확실성을 고려한 표준편차의 불확실성을 모두 고려하여 식 (6) 과 같이 제시하고 있다.

$$\beta_{ds} = \sqrt{(CONV[\beta_C, \beta_D])^2 + (\beta_{M, ds})^2} \tag{6}$$

여기서 $CONV[\beta_C, \beta_D]$ 는 역량과 요구를 적절히 결합하여 구해야 하는데 HAZUS에서도 명확한 방법을 제시하고 있지는 않다. 이 연구는 필로티 건물의 새 기준이 지진취약도에 미치는 영향을 파악하기 위한 것이 목적이므로 β_C 를 β_D 와 함께 고려하는 것은 생략하였다. 단, IDA를 통해 구한 응답스펙트럼에 대한 불확실성(β_D)과 HAZUS에서 제시한 $\beta_{M, ds}$ 값 0.4를 사용하여 β_{ds} 를 구하였다. 앞서 구한 중간값(X_{ds})과 최종적으로 구한 표준편차(β_{ds})를 사용하여 구한 취약도 곡선을 Fig. 7과 Fig. 8에 나타내었다. 그림으로부터 바로 알 수 있는 것은 기존 건물의 손상 확률이 설계된 건물에 비해 매우 크다는 것이다. 이는 포항 지진 결과에서 나타난 기존 건물의 부실한 상부에 근거하여 당연한 결과이다. 더 자세한 분석은 다음 절에 기술하였다.

5.3 결과 분석

작성한 지진취약도함수에 Table 2에 제시된 변수들로 구한 MCE 수준 의 단주기 스펙트럼가속도(0.8 g)를 대입하여 손상상태별로 초과확률을 계산하였다. 기존과 설계된 건물, 중심과 편심 코어에 따라 구한 초과확률을 Table 8에서 Table 11까지에 정리하였다. 이 확률은 Fig. 7과 Fig. 8의 취약도곡선에서 0.8 g에 해당하는 값이 아니라 각 손상 상태에서 상위 손상 상태의 값을 제외한 값이라는 것을 주지한다.

기존 필로티 건물의 MCE 수준에서 Complete 확률은 편심 코어 25.3%, 중심 코어 38.8%로 나타났다. 일반적으로 내진설계된 건물의 MCE, 즉 최대예상지진에 대한 붕괴확률은 10% 이내라고 본다. 따라서 기존 필로티 건물은 이러한 기준을 크게 상회하고 있음을 알 수 있다. 반면에 설계된 건물은 편심 코어 6.2%, 중심 코어 0.9%로 10%보다 매우 작은 값을 보이고 있다. 특히 중심 코어는 내진설계를 수행했을 뿐만 아니라 Fig. 2(a)와 같이 평면이 완전히 대칭이기 때문에 Complete 확률이 매우 낮은 것으로 판단된다. 편심 코어는 코어 외에 벽체를 추가하긴 했지만, 전반적으로 중심 코어에 비해 대칭성이 부족하다. 이로 인해 중심 코어보다는 매우 높은 붕괴 확률을 보이게 되었다. 기존 건물에서는 예상과 달리 중심 코어의 붕괴 확률이 편심 코어에 비해 높았는데, 이는 기둥이 전단 강도가 낮아 전단 지배 거동

Table 8. Median, standard deviation, and probability of exceedance for existing building (central core)

	S	M	E	C
X_{ds}	0.17	0.39	0.68	0.97
β_{ds}	0.61	0.69	0.65	0.67
probability	14.2%	25.7%	20.7%	38.8%

Table 9. Median, standard deviation, and probability of exceedance for existing building (eccentric core)

	S	M	E	C
X_{ds}	0.30	0.67	0.90	1.11
β_{ds}	0.60	0.62	0.55	0.49
probability	34.2%	19.4%	16.3%	25.3%

Table 10. Median, standard deviation, and probability of exceedance for designed building (central core)

	S	M	E	C
X_{ds}	0.77	1.52	2.46	2.77
β_{ds}	0.58	0.61	0.56	0.52
probability	38.2%	12.3%	1.4%	0.9%

Table 11. Median, standard deviation, and probability of exceedance for designed building (eccentric core)

	S	M	E	C
X_{ds}	0.41	0.81	1.55	1.84
β_{ds}	0.57	0.64	0.56	0.54
probability	38.6%	37.6%	5.6%	6.2%

을 보이기 때문에 나타난 현상이다. 이로부터 알 수 있는 중요한 이슈는 필로티 건물에서 평면 대칭성도 중요하지만, 기둥의 연성 거동 또한 중요하다는 점이다. 현재 기준 및 가이드라인은 이 점을 명확히 인식하고 설계에 반영되도록 규정하고 있다.

6. 결론

이 연구에서는 포항 지진에서 피해를 입은 필로티 건물을 이후에 발간된 기준 및 가이드라인에 따라 설계하여 지진취약도를 비교하였다. 포항 지진에서 실제로 피해를 입은 중심 및 편심 코어 건물 각각 하나씩 선정하여 기준과 가이드라인에서 요구하고 있는 최소 부재 치수, 최소 기둥 띠철근 간격, 최소 주 철근비 등을 만족하도록 설계하였다. 기준과 가이드라인을 따랐을 때 필로티 기둥의 구조적 거동 변화를 확인하였고, 푸시오버해석을 통해 코어벽과 기둥의 비선형거동을 확인하였다. 최종적으로는 비선형중분동적해석을 활용하여 지진취약도를 산정하여 기준 및 가이드라인 적용 이전과 이후의 취약도를 비교 분석하였다.

기준 및 가이드라인의 요구사항을 따르면 기둥은 휨지배거동인 연성거동을 보이고, 벽체는 충분한 두께와 수직 및 수평철근량을 확보하여 횡력에 저항할 수 있는 능력을 보유하게 된다. 특히 필로티 건물에서 가장 취약한 구조인 1층 필로티 기둥은 간격이 좁게 배근된 띠철근으로 인해 완전한 연성거동을 하게 됨에 따라 전체 건물의 연성적 거동에 큰 역할을 하게 되었다. 그 결과 기존 필로티 건물은 MCE 수준에서 붕괴 확률이 20%에서 30%로 나타났으나 설계된 건물은 10% 미만으로 나타나게 되었다. 기존 건물은 설계된 건물과 다르게 부실한 기둥 띠철근 배근으로 인해 기둥의 전단파괴가 발생하게 되어 건물 전체적으로는 취성적 거동을 하게 된 것이 붕괴 확률이 높게 나온 결정적 이유다.

결론적으로 기준과 가이드라인은 기존 필로티 건물에서 가장 부족한 점을 완벽하게 보완할 수 있도록 요구사항을 잘 제시하고 있다고 판단된다. 특히 코어벽 외에 추가로 벽체를 추가하는 것이 필로티 건물의 성능을 높이는 데, 다시 말하면 지진취약도를 낮추는데 크게 기여한 것으로 판단된다. 이와 함께 기둥 주철근 및 띠철근, 벽체의 수직, 수평철근을 기준 및 가이드라인에 맞게 설계한다면 충분히 지진에 안전한 필로티 건물을 설계할 수 있다.

/ REFERENCES /

1. Ministry of Land, Infrastructure and Transport. The Regulations on Standards, etc. for Housing Construction. c2020.
2. Ministry of Land, Infrastructure and Transport. Korean building code-structural. c2005.
3. Ministry of Land, Infrastructure and Transport. A study on establishment of earthquake disaster prevention measures for piloti-type buildings, etc. c2018.
4. Ministry of Land, Infrastructure and Transport. Guideline for structural design of piloti-type buildings. c2018.
5. Ministry of Land, Infrastructure and Transport. Korean building code-structural. c2016.
6. Ministry of Land, Infrastructure and Transport. Seismic design

- code for buildings (KDS 41 17 00). c2019.
7. Kim J, Kim T. Seismic fragility function for existing low-rise piloti-type buildings reflecting damage from Pohang earthquake. 2021 Nov; in press.
 8. Computers and Structures, Inc. Perform-3D, Ver. 6.0.
 9. Korea Authority of Land and Infrastructure Safety. Seismic performance evaluation and rehabilitation guidelines of existing buildings. c2019.
 10. ASCE, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE/SEI 41-13). American Society of Civil Engineers. c2013.
 11. Applied Technology Council. PEER/ATC-72-1, Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. c2010.
 12. Federal Emergency Management Agency. Hazus[®]-MH 2.1, Technical manual. Available from: www.fema.gov/plan/prevent/hazus
 13. Vamvatsikos D, Cornell CA, Incremental dynamic analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 2002;31:491-514.