

2017.11.15. 포항 홍해지진의 저층 RC 비틀림 비정형 건축물의 피해 및 손상 특성

Seismic Damage to RC Low-rise Building Structures Having Irregularities at the Ground Story During the 15 November 2017 Pohang, Korea, Earthquake

황경란^{1)*} · 이한선¹⁾

Hwang, Kyung Ran^{1)*} · Lee, Han Seon¹⁾

¹⁾고려대학교 건축사회환경공학부

¹⁾School of Civil, Environmental, and Architectural Engineering, Korea University

/ ABSTRACT /

This study examines the seismic failure of RC low-rise building structures having irregularities at the ground story during the 15 November 2017 Pohang, Korea, earthquake, $M_w = 5.4$, which is the second strongest since the government began monitoring them in 1978 in South Korea. Some 2,000 private houses were damaged or destroyed in this earthquake. Particularly, serious damage to the piloti story of RC low-rise residential building structures of fewer than five stories was observed within 3 km of the epicenter with brittle shear failure of columns and walls due to severe torsional behavior. Buildings below six stories constructed before 2005 did not have to comply with seismic design requirements, so confinement detailing of columns and walls also led to inadequate performance. However, some buildings constructed after 2005 were damaged at the flexible side of the piloti story due to the high torsional irregularity. Based on these results, this study focuses on the problems of the seismic torsion design approach in current building codes.

Key words: Seismic design Seismic damage, Torsion, Irregularity, Pohang earthquake, Reinforced concrete, Low-rise building

1. 서론

2017년 11월 15일 포항 홍해지진(규모 5.4)으로 인해 주택의 피해가 크게 발생하였으며, 부상자 92명, 이재민 1,797명을 야기하였다. 포항시 민간 주택 2,333개소의 긴급 위험도 평가 결과, 사용가능 2,045개, 사용제한 135개, 위험 117개, 제외 36개로 집계되었다[1]. 특히 구조적 손상을 입은 사용제한 및 위험 주택의 대다수는 5층 이하 철근 콘크리트(RC) 공동주택으로, 연층/약층/비틀림 비정형을 갖는 저층 필로티형 건축물의 경우 1층 기둥 또는 벽체에서 전단파괴가 발생하는 등의 심각한 손상이 관찰되었다. 국토교통부 [2]는 2005년을 기점으로 건축물의 내진설계 의무대상을 “6층 이상

또는 10,000 m² 이상”에서 “3층 이상 또는 1,000 m² 이상”으로 확대하였음에도 불구하고, 2005년 이후 비교적 최근에 지어진 3~5층 건축물에서도 “인명 보호(Life safety)”를 만족하지 못할 성능을 보였다.

본 연구에서는 이러한 위험 관정을 받은 건축물 중 비틀림 비정형 정도가 큰 건축물 4개소(Table 1)에 대해서, 구조적 피해 및 손상의 특성을 분석하였다. 또한 이러한 피해 결과를 바탕으로, 본 연구에서는 현 내진 비틀림 설

Table 1. Cases of damaged RC building structures

Name	No. of story	Year of construction	Use	Main damaged elements
C building	4	2011	Residential	1-story columns
F building	5	2013	Residential	1-story columns
H school	3	1968	School	1-story columns
K building	4	2005	Residential	1-story wall

*Corresponding author: Hwang, Kyung Ran

E-mail: dh8149@korea.ac.kr

(Received February 20, 2018; Revised March 7, 2018; Accepted March 7, 2018)

계법의 문제점을 분석해보았다.

2. 저층 RC 비틀림 비정형 건축물의 손상 분석

본 연구에서 선정된 4개소의 대상 건축물 (Table 1)은 모두 진양지로부터 10 km 이내에 위치해있다 (Fig. 1). 진양지로부터 북쪽 방향으로 약 10 km 떨어진 관측소 (PHA2)에서 계측된 수평방향 (E-W, N-S) 지반 가속도의 응답 스펙트럼 (Fig. 2(a))을 보면, 주기 (T)가 0.5~0.7초 사이의 가속도 응답은 같은 주기의 KBC 2016 [3]의 설계 스펙트럼의 값보다 컸다. 수직성분 (U-D)의 가속도 응답도 무시할 수 없을 정도로 컸으며, 최대지반가속도 (PGA)는 E-W방향 0.25 g, N-S방향 0.28 g, U-D방향 0.13 g로 나타났다 (Fig. 2(b)).

2.1 4층 RC 필로티 건축물 (C Building)

진양지로부터 직선거리로 약 3.2 km 떨어진 4층 RC 필로티 건물인 C

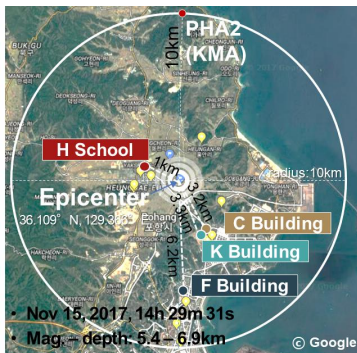
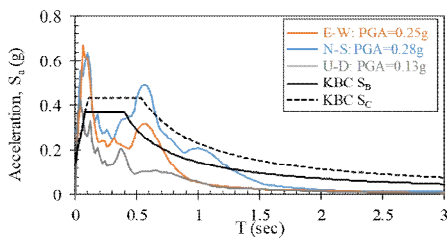
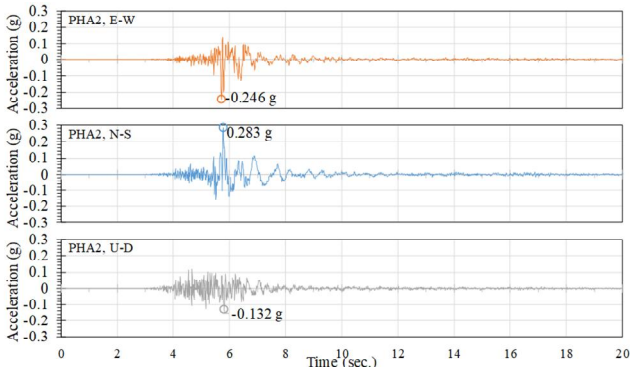


Fig. 1. Locations of the epicenter and prototype buildings



(a) Response spectra



(b) Time histories of recorded ground motions

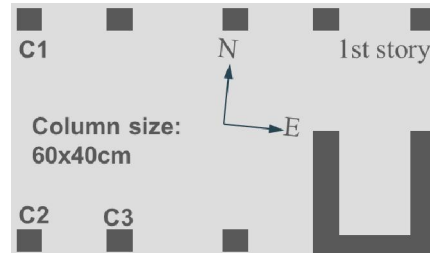
Fig. 2. Recorded ground motions at the Station PHA2 [4]

building (Fig. 3(a))은 필로티층 기둥의 파괴로 언론에서 주목을 받은 대표적인 건축물 피해 사례이다. C building의 준공연도는 2011년으로 내진설계 대상구조물임에도 불구하고, 긴급 위험도 평가시 중력하중 조차 지지할 수 없는 상태인 “위험” 판정을 받았다.

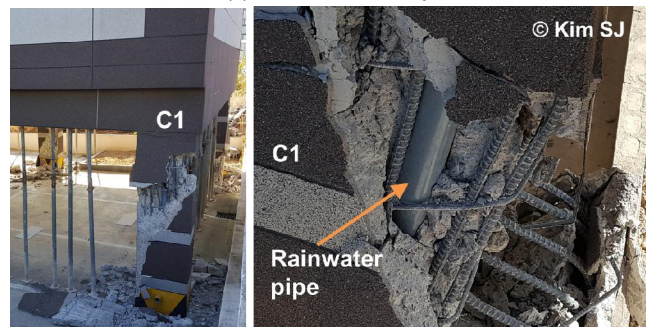
1층 필로티층의 평면 (Fig. 3(b))에서 수직부재로 기둥이 주로 사용되었으며, 계단실에는 벽체가 사용되었다. 계단실이 평면 상 가운데가 아닌, 평면의 오른쪽 하부에 치우쳐 있는 전형적인 비틀림 (수평) 비정형 구조물이다. 이로 인해 지진 시 비틀림 변형이 크게 발생하며, 상대적으로 기둥만 있는 유연한 층의 외곽기둥 (C1, C2, C3)에서 순간적으로 큰 횡 변위가 일어난 것으로 보인다.



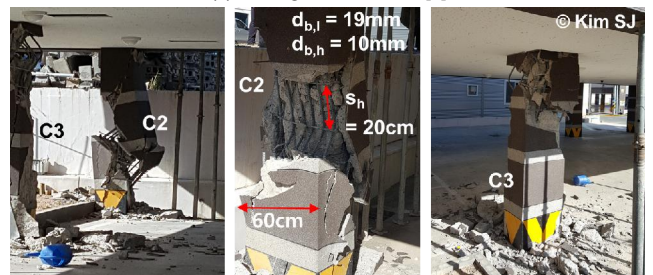
(a) The front view of C building [5]



(b) Plan of the first story



(c) Damaged column C1 [6]



(d) Damaged columns C2 and C3 [6]

Fig. 3. Seismic damage of C building

준공년도를 기준으로 하면, 본 건축물은 KBC 2009 [7]에 맞추어 설계해야 하며, 1층 구조 부재는 RC보통 모멘트 저항 골조의 상재에 맞게 시공되어야 했다. 따라서 1층의 유연한 층 기둥에 큰 횡 변위가 발생하더라도 기둥 C1, C2, C3은 설계 의도에 따라 기둥 하부의 소성 힌지 영역에서 휨으로 인한 손상이 발생했어야 했다. 그러나 기둥 C1, C2, C3은 설계 의도와 다르게 기둥 상부 및 중간부에 전형적인 전단 파괴가 발생하였다(Fig. 3(c), (d)).

기둥의 크기는 약 60 × 40 cm로 주근은 D19, 횡보강근은 D10을 사용하였다. 이 기둥의 횡보강근의 간격은 약 20 cm로(Fig. 3(d)), 기둥 내에 균일하게 배치되었다. 그러나 KBC 2009 [7]의 기준에 따르면, 보통/중간 모멘트 저항골조의 기둥에서 휨 회복 발생 구간내의 횡 보강 철근 간격 (s_0)은 후프철근이 감싸게 될 종방향 철근 ($d_{b,l}$)의 최소지름의 8배, 띠철근 지름 ($d_{b,h}$)의 24배, 골조부재 단면의 최소 치수 (d)의 1/2, 300 mm 중에서 가장 작은 값($s_0 = \min(8d_{b,l}, 24d_{b,h}, 1/2d, 300 \text{ mm})$)으로 선정해야하므로, s_0 는 $\min(152 \text{ mm}, 240 \text{ mm}, 200 \text{ mm}, 300 \text{ mm}) = 152 \text{ mm}$ 이하를 적용했어야 했다. 보조 띠철근은 없었으며, 띠철근 단부를 135°이하로 구부려야 하는 규정도 지키지 않았다. 심지어 Fig. 3(b)에서와 같이 빗물 파이프를 기둥에 매립하여, RC 기둥의 횡방향 성능뿐만 아니라 중력 저항 성능도 떨어뜨렸다.

Fig. 3(c)와 (d)는 2017년 포항 지진 발생일의 익일인 11월 16일에 찍은 사진으로, 위험관정을 받은 구조물임에도 불구하고 중력하중을 지지하기 위해 잭서포트가 아닌 동바리 (쇠파이프)로만 받쳐놓았다. 그러나 이틀 뒤인 18일에는 Fig. 3(a)와 같이 뒤늦게 잭서포트가 설치된 것을 확인할 수 있다. 본 저자가 참여한 긴급 위험도 평가에서 C building과 유사한 손상을 입은 타 필로티 건축물도 비슷한 상황이었다. 이는 지역 사회 건설업 종사자들의 내진 보강에 대한 지식이 부족했을 뿐만 아니라, 잭서포트 등 임시 보강 장비의 수요가 급증하면서 공급이 원활하지 못했기 때문이었다.

2.2 5층 RC 필로티 건축물 (F Building)

진양지로부터 직선거리로 약 6.2 km 떨어진 5층 RC 필로티 건물인 F building (Fig. 4(a))은 준공년도가 2013년으로, 지어진 불과 4년밖에 되지 않았음에도 C building과 유사한 필로티 층 기둥의 전단 파괴가 관찰되었다. F building도 3층 이상으로 건축물 내진설계대상에 속하며, KBC 2009에 따라 설계/시공 되어야 했다.

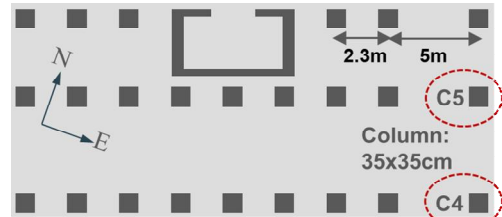
필로티로 되어있는 1층의 평면 (Fig. 4(b))에서 벽체로 된 계단실이 코너에 위치하지는 않지만 평면상 위쪽으로 치우쳐 있고, 기둥의 수평 간격이 약 2~2.5 m로 일정하다가 기둥 C4와 C5가 위치한 유연한 층에서부터 왼쪽 바로 옆 기둥사이 간격만이 5 m 정도로 넓었다. 이러한 수직 부재의 배치를 보면 F building도 상당히 비틀림 비정형이 큰 구조물로 예상된다.

F building의 1층 평면 상 유연한 층은 기둥 C4와 C5가 위치한 곳으로, 비틀림 변형에 의해 순간적으로 큰 횡변위가 발생하며, C4, C5의 기둥에 전단 파괴를 야기하였다(Fig. 4(c), (d)). 지진 발생 순간에 실시간으로 녹화된 CCTV (Fig. 4(e))를 보면, 기둥 C4는 진동 발생 후 단 0.137초 만에 기둥 상부에 전단 균열이 나타나며, 0.496초에 콘크리트 피복이 깨지기 시작하여, 불과 2.36초 만에 기둥 상부의 콘크리트 피복이 모두 벗겨졌다. 이러한 실제 기둥의 전단 파괴 영상 기록은 세계적으로도 매우 드물며, 추후 연구에 도움이 될 것으로 예상된다.

기둥 C4, C5의 크기는 약 35 × 35 cm로 주근은 12-D19, 횡보강근(띠



(a) The front view of F building



(b) Plan of the first story

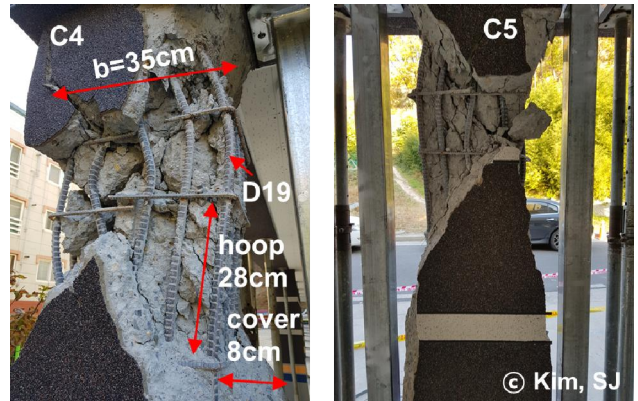


0.0s → 0.137s → 0.384s →



→ 0.496s → 1.248s → 2.36s

(c) Captured images of the digital security video (column C4) [8]



(d) Damaged columns C4 and C5 [6]

Fig. 4. Seismic damage of F building

철근)은 D10을 사용하였다. 콘크리트 피복 두께는 약 8 cm로 기둥의 최소 피복 두께인 4 cm의 두 배 수준이었다. 이로 인해 구속된 콘크리트 면적이 약 25%정도 감소하였다. 이 기둥의 상하부 띠철근 간격은 약 15 cm 이상이었으며 (Fig. 4(d)), 기둥의 중간부의 띠철근 간격은 약 28 cm이었다. KBC 2009 [7]의 기준에 따르면, 보통/중간 모멘트 저항 골조의 기둥에서 휨 항복 발생 구간의 길이 (l_0)는 기둥의 양 끝으로부터 부재 순경간의 1/6, 부재 단면의 최대치수, 450 mm 중 가장 큰 값 이상이어야 함으로, l_0 는 $\max(833 \text{ mm}, 350 \text{ mm}, 450 \text{ mm}) = 833 \text{ mm}$ 여야 한다. 이 구간내 띠철근 간격(s_0)은 $\min(152 \text{ mm}, 240 \text{ mm}, 175 \text{ mm}, 300 \text{ mm}) = 152 \text{ mm}$ 이하여야 하며, 이를 제외한 기둥 가운데 부분의 간격은 304 mm ($s_0 = \min(16d_{b,l}, 48d_{b,h}, d) = (304 \text{ mm}, 480 \text{ mm}, 350 \text{ mm})$)이하여야 한다. 기둥 C4, C5는 띠철근 간격은 어느 정도 만족하였지만, l_0 길이를 확보하지 못한 것으로 보인다 (Fig. 4(d)). 또한 C4, C5는 띠철근 단부는 135° 이하로 구부려야 하는 규정을 지키지 않았을 뿐만 아니라, 애초에 폐쇄띠철근을 갖지 않았다. 위와 같이 전반적으로 기둥 C4, C5의 상세는 KBC 2009의 보통/중간 모멘트 저항 골조의 규정을 만족하지 못했다.

2.3 3층 RC 모멘트 저항 골조 건축물 (H School)

진양지와 매우 가까운 (직선 거리: 약 1 km) 3층 RC 모멘트 저항 골조의 학교 건축물인 H school (Fig. 5(a))도 기둥에 심각한 전단 파괴가 발생하

였다. 이 건축물은 1968년에 준공된 이래로 49년 동안 사용하였으며, 모든 구조 부재가 비내진 상세를 가졌다. 본진 발생 후 익일부터 수행된 안전 진단 평가를 수행하였으며, 대부분의 기둥에서 나타난 심각한 전단 손상으로 인해 붕괴 수준으로 평가 되었다. 그 결과를 바탕으로, 경상북도 교육청에서는 본진 발생 이후 단 5일 만에 시설 폐쇄를 결정 하였다.

H school의 1층 평면 (Fig. 5(b))에서 전면은 정남향에 배치되었으며, 남북방향의 축으로 수직 부재인 기둥 (구조재)과 조적 채움 벽체 (비구조재)가 비대칭으로 배치되어 강성의 중심과 질량의 중심이 일치하지 않는 일방향 비틀림 비정형 평면을 보였다.

H school은 보편적인 평면을 가진 학교 건축물로서, 기둥과 기둥사이에 개구부 (창문)가 있어, 각 층 기둥 높이의 하부 1/3 정도만이 비구조재인 조적 채움벽 (허리벽)으로 채워져 있었다. 이로 인해 채움벽으로 구속되지 않는 상부 기둥에는 단주 효과가 나타나, 이 부분에서 전형적인 단주의 전단 파괴 모드가 관찰되었다. 특히 손상정도가 심각했던 1층의 전면 (유연한 축)에 위치한 네 개의 기둥은 콘크리트 피복이 모두 벗겨지며, 수직철근의 좌굴까지 발생하였다 (Fig. 5(c)). 기둥의 크기는 약 $30 \times 30 \text{ cm}$ 이었으며, 띠철근의 간격은 약 30 cm로 상당히 넓은 편이었다. 후면의 기둥 사이에 위치한 조적 채움벽은 기둥의 전체 높이로 채워져 있어, 보-기둥의 접합부의 기둥에 균열이 발생하며, 조적 채움벽의 모서리에서부터 창문의 하부 모서리까지 대각 균열이 크게 발생하였다 (Fig. 5(d)). 이 건축물은 국내에 내진 설계기준이 수립 (1988년)되기 이전에 준공되어, 내진설계기준에 비추어 부재의 상세 수준을 평가하지 않았다.

비단 H school 뿐 아니라, 이번 지진으로 인해 포항시 북구 지역에 있는 다수의 학교 건축물이 구조적 손상을 입었다. 이 건축물들은 특별한 형태가 아닌 매우 보편적이고 전형적인 형태를 가지고 있어, 추후 포항지진과 유사한 규모 또는 그 이상의 규모의 지진이 발생할 경우 이러한 피해는 전국 어디에서나 발생할 가능성이 있다. 학교 건축물은 KBC 2016 [3]에 따르면 중요도 1로서 그 중요도가 높은 만큼, 내진 설계되지 않은 학교의 내진 보수/보강은 매우 시급하다. Chung [9]이 발표한 대만의 학교 건축물 보수/보강 정책 사례는 추후 정책 수립 시 도움이 될 것으로 기대한다.

2.4 4층 RC 벽식 건축물 (K Building)

앞서 언급한대로 2005년을 기점으로 건축물의 내진설계 의무대상이 6층 이상에서 3층 이상으로 확대되었다. 진양지로부터 직선거리로 약 3.3 km 떨어진 4층 RC 벽식 건축물 K building (Fig. 6(a))의 준공년월은 2005년 11월로 건축물 대장상에는 내진 설계가 이루어졌다고 명시되어 있었다. 그러나 이 건축물 역시 긴급 위험도 평가시 중력하중 조차 지지할 수 없는 상태인 “위험”판정을 받았다.

1층 평면상 (Fig. 6(b))에서 수평방향 (N-S)으로 횡력을 저항할 수 있는 수직 부재로는 단 하나의 RC 벽체 (W1)만이 있었으며, 이 W1에서는 철근이 끊어질 정도의 심각한 전단 파괴가 발생하였다 (Fig. 6(c)). 또한 이 벽체가 평면상 가운데 배치되지 않아, 이 건축물도 강성의 중심과 질량의 중심이 일치하지 않는 일방향 비틀림 비정형 평면을 보였다.

이로 인해 지진 시 수직하는 방향 (E-W)의 횡력을 저항하는 벽체량이 많음에도 불구하고, 비틀림에 의해 계단실 코어 벽체에서 N-S 벽체와 맞닿는 벽체 W2와 W3의 모서리 부분에 균열이 다수 발생하였다 (Fig. 6(d)).

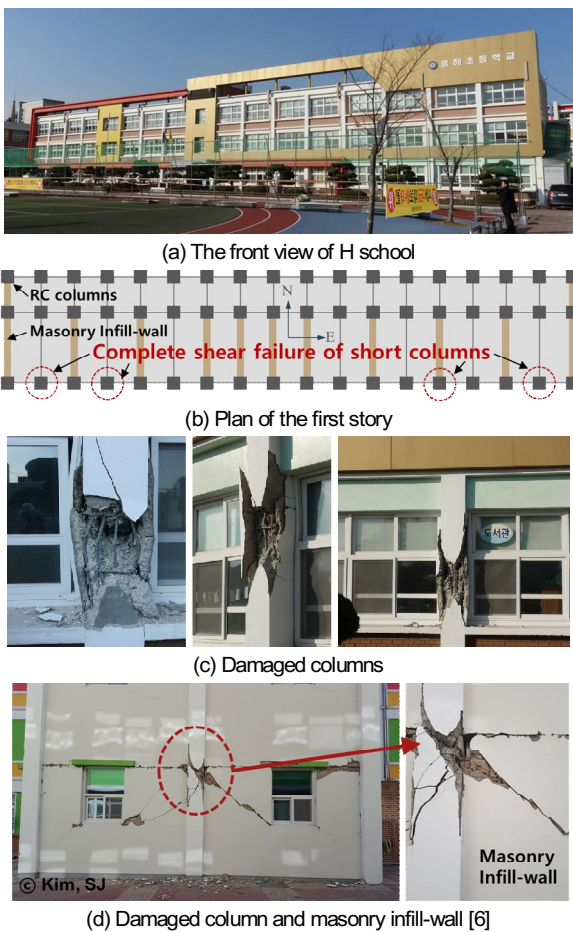
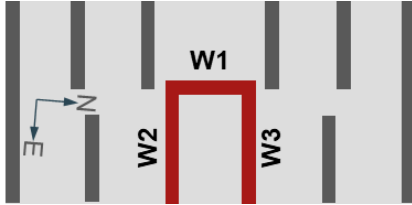


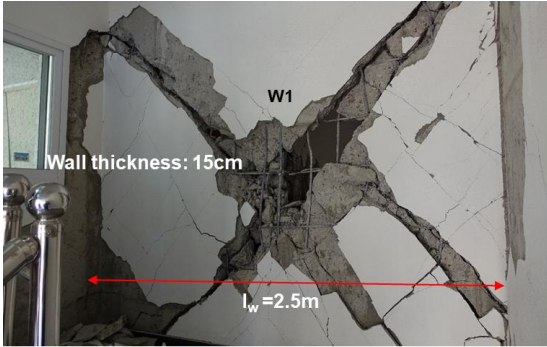
Fig. 5. Seismic damage of H school



(a) The front view of K building



(b) Plan of the first story



(c) Damaged wall W1



(d) Damaged walls W2 and W3



(e) Damaged stair case

Fig. 6. Seismic damage of K building

전단 파괴가 발생한 W1의 두께는 약 15 cm이었으며, 콘크리트 피복두께는 약 2 cm로 KBC 최소 피복 두께 (2 cm)를 만족하는 수준이었다(Fig. 6(c)). 이 벽체에 사용된 수평/수직 철근은 모두 D10이었다. KBC 2016 [3]을 기준으로, RC 보통 전단벽 시스템은 특별 고려사항이 없으므로, 최소 철근비 (ρ_h, ρ_v)는 수평/수직 모두 0.0025이며, 최소 간격은 수평전단철근의 경우 $s_h = \min(l_w/5, 3h, 45 \text{ cm})$, 수직전단철근의 경우 $s_v = \min(l_w/3, 3h, 45 \text{ cm})$ 을 만족해야한다. 여기서 l_w 는 전단벽의 길이, h 는 벽체 두께이다. 이 규정에 비추어 보아 W1의 철근비는 $\rho_h = 0.0045, \rho_v = 0.0037$ 로 모두 최소 철근비를 넘어서며, 수평 철근 간격은 약 20 cm, 수직 철근 간격은 약 25 cm으로 최소 철근 간격 45 cm 이내였다. 이와 같이 W1의 전단 철근은 KBC 2016의 최소 기준을 충족하였다. 그러나 W1의 설계공칭전단강도 (ϕV_n)만으로 N-S방향의 밀면전단력 (V_w)을 저항하기에는 매우 부족해 보인다.

반면 E-W방향의 벽체는 유사한 벽체 상세를 가졌음에도 불구하고, 벽체량이 10배 이상 많기 때문에 W1과 같은 전단 파괴는 발생하지 않았다. 단, 2010년 칠레 지진 시 RC 얇은 벽식 건축물에서 많이 관찰된 수평균열이 다수 발생하였고, 특히 수평균열은 계단실의 벽체 W2와 W3의 상부외곽에서 두드러지게 나타났다(Fig. 6(d)).

K building에서는 계단 슬래브에서도 큰 손상이 발생하였다(Fig. 6(e)). 계단 슬래브가 벽체 W2와 W3사이를 연결하는 N-S방향의 연결보로 거동한 것으로 보이며, 계단의 시공 디테일을 확인해볼 필요가 있다.

3. 저층 RC 비틀림 비정형 건축물의 거동 특성

3.1 비틀림 비정형 건축물의 거동 특성과 비틀림 설계법의 문제점

본 연구에서 앞서 언급한 피해 사례 중, C building, F building, K building은 내진설계대상임에도 불구하고, 주요 구조 부재가 KBC 규정을 벗어나는 상세를 가지고 있었다. 특히 육안으로 관찰될 정도의 큰 형변형이 발생하지 않았음에도 불구하고, 필로티 층의 유연한 측 외곽 기둥이 파괴된 C building과 F building은 비틀림 설계를 제대로 했는지 의심이들 정도로 큰 피해를 입었다. 본 절에서는 KBC의 비틀림 설계법에 대해 간단하게 알아보고, 기 수행된 연구를 바탕으로 비틀림 비정형 건축물의 거동 특성을 분석하여 기존 비틀림 설계법의 문제점을 지적하였다.

현재 KBC 2016 [3] 기준에서 제시하는 비틀림 설계법은 크게 두 가지로, 정적해석법과 동적해석법이 있다 (Fig. 7). 정적 해석법에서는 강성중심 (CS)과 질량중심 (CM)간의 거리인 정적편심 (e_s)과 비틀림 제반 모든 불확실성을 포함하는 우발편심 ($e_a = \pm 5\%$)의 조합으로 이뤄진 설계편심 (e_d)을

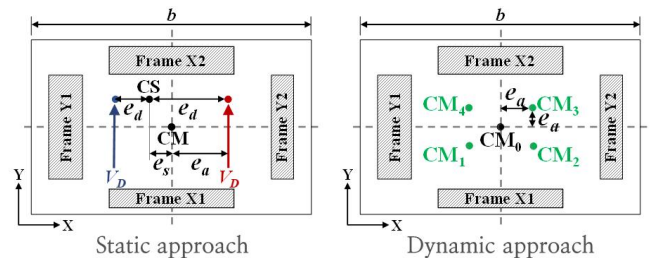


Fig. 7. Current torsion design concept

정의하며, $e_a V_D$ 만큼의 비틀림모멘트를 CM에 가하는 방식이다. 동적 해석법에서는 비틀림모멘트를 가하는 방식이 아닌, CM을 e_a 만큼 이동하여 적용하는 방식이다. 그 해석 결과, 해당 층에서의 최대 횡변위와 평균 횡변위의 비 ($\delta_{max}/\delta_{avg}$), 즉 외곽 골조의 횡변위와 평면 중심(CM)에서의 횡변위의 비 ($\delta_{edge}/\delta_{center}$)가 1.2를 넘어서면, 비틀림 비정형 평면을 가진 것으로 판단한다. KBC에 비추어 비틀림 비정형성 평면을 가진다고 판정될 경우, 이 비율 $\delta_{edge}/\delta_{center}$ 를 이용하여 우발편심을 증폭하는 계수 $A_x = (\delta_{max}/1.2\delta_{avg})^2 \leq 3.0$ 를 산정하고, 내진 설계 범주 C, D에 맞게 해석법을 선정하여, 정밀 해석을 통해 부재력을 산정한다. 그러나 아무리 비틀림 비정형성이 심하더라도 높이 20 m 이하 또는 6층 이하의 건축물은 정적해석과 동적해석을 모두 사용할 수 있다.

Fig. 8 [10]은 비틀림 비정형 구조물의 CM에 횡력이 작용하였을 때 비틀림 정형 구조물과 비정형 구조물의 거동의 차이를 잘 보여준다. 비틀림 비정형 구조물의 경우, CM에 횡력이 작용하면 이의 반력은 저항 중심(center of resistance, CV)에 작용하며, 일반적으로 엔지니어들이 이 CM과 CV의 거리를 편심(즉, 저항 편심)으로 인식하고 있다. 이는 정적 편심 e_s 와는 분명히 다르지만, 기존 건축물 비틀림 관련 연구에서는 이를 혼동하거나 제대로 이해하지 못하는 경우가 많았다.

Lee et al. [11]은 저층 필로티형 RC 공동주택의 실제 내진 응답을 관찰하기 위해, 1:5 축소 모델을 제작하고 지진모의실험을 수행하였으며, 이후 여기에 FRP sheet와 좌굴방지개 (BRB)를 활용하여 지진에 취약한 지상층을 보강한 후 지진모의실험을 수행하였다(Fig. 9) [12, 13]. 그 결과, 탄성 및 비탄성 거동 시 저항 편심은 시시각각 변화하며 0~무한대 값을 가졌으며, 이 편심 크기와 비틀림 변형의 크기는 비례하지 않는 것을 관찰하였다[13]. 특히 탄성거동을 보이는 우리나라 재현주기 50년 지진(Serviceability level earthquake, SLE)에서, 최대 횡변위 값의 1/2 이상인 peak δ_{edge} 순간의 저항 편심(e_y)과 변위비 ($\delta_{edge}/\delta_{center}$)의 관계(Fig. 9(c))에서도 저항 편심(e_y)의 범위는 약 -50~20%로, 정적 설계법에 따라 CM에 비틀림 모멘트($e_a V_D$)를 가했을 때의 저항 편심(e_y) 범위인 -1.48~2.96%(Fig. 9(c)에서 빨간색으로 표시된 구간)보다 훨씬 넓었다. 이를 통해 $e_a V_D$ 가 실제 관성(동적) 비틀림 모멘트를 대변하기에 너무 작은 크기임을 알 수 있었다. 또한 정적 해석 시, $\delta_{max}/\delta_{avg}$ 는 1.26이었지만, 실험결과 최대 변위 순간의 $\delta_{max}/\delta_{avg}$ 는 2.4~2.5로 크게 웃돌았다.

이러한 원인으로서는 현 내진설계기준의 정적 비틀림 설계법에서의 설계 비틀림 모멘트는 지진 시 구조물의 질량 중심을 축으로 항상 작용하는 관성 비틀림 모멘트를 무시하였기 때문에, 실제 지진 시의 구조 거동을 제대로 묘사할 수 없는 심각한 개념상의 오류를 내포함에 있다. 따라서 정적 해석 결과를 신뢰하기 위해서는 관성 비틀림 모멘트를 Fig. 8과 같이 반드시 고려해야 한다. 그러기 위해서는 관성 비틀림 모멘트의 적절한 크기를 결정하는 연구가 수행되어야 하며, 비탄성 영역에서도 비틀림 거동을 예측하고 제어할 수 있는 새로운 비틀림 설계법을 개발하기 위한 연구도 필요하다.

반면 동적 설계법에서는 관성 비틀림 모멘트의 존재를 인정하므로, CM의 위치를 e_a 만큼 이동시키는 방법은 타당한 것으로 보인다.

3.2 RC 기둥의 전단 파괴 특성

필로티 층을 가진 C building과 F building의 외곽 기둥인 C1~C5는 모

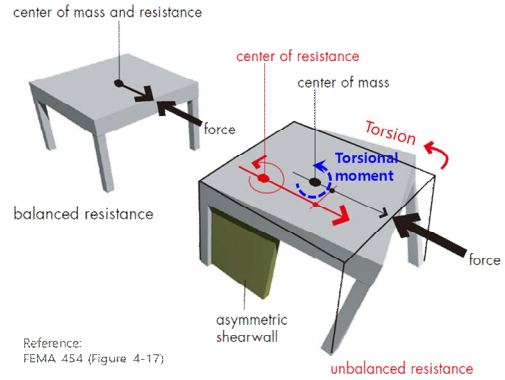
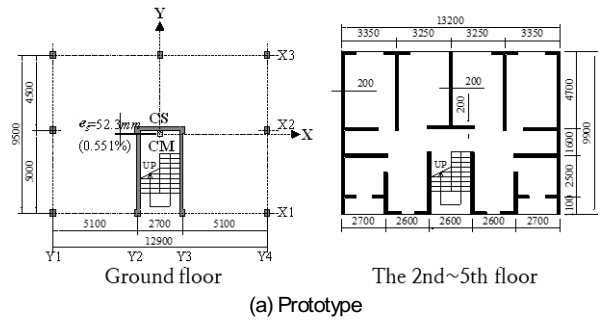


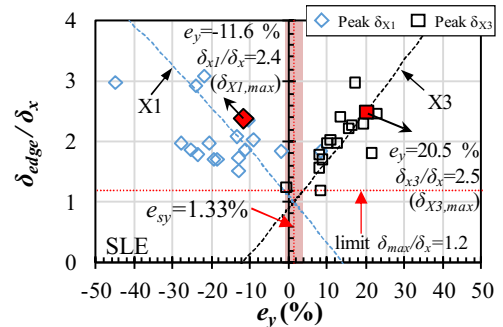
Fig. 8. Torsional forces in FEMA 454 [10]: Torsional moment at the CM intentionally added by authors



(a) Prototype



(b) Shake-table test of 1:5-scale model



(c) Relationship between resistance eccentricity (e_y) and δ_{edge}/δ_x

Fig. 9. Seismic simulation tests of 1:5 scale five-story RC building model having the irregularities of a soft/weak story and torsion at the ground story [11-13]

두 전단 파괴(Figs. 3(c), 3(d), 4(c), 4(d))가 발생하였으며, 이 파괴모드는 Sezen and Moehle [14]가 수행한 비내진 상재 RC 기둥의 반복 횡하중 가력 실험 연구의 결과와 유사했다. 이 실험에서 사용된 RC 기둥의 크기는 약 45 × 45 cm, 기둥 높이는 약 3 m이며, 사용된 콘크리트의 강도(f'_c)는 21

MPa이었다. 수직 철근은 9-D29, 띠철근은 D10@300 mm를 사용하였다. 기둥의 크기와 띠철근의 간격은 C1~C5와 유사하지만, C1~C5와는 다르게 수직 철근이 띠철근에 의해 완전히 구속되어 있었다(Fig. 10(a)).

Fig. 10(b)와 (c)는 실험체 1에 압축력이 약 $P_u = 0.15f'_cA_g$ 만큼 작용하고, 반복 횡하중을 가력하였을 때의 결과를 보여준다. 횡 변위율이 항복 변위인 약 0.8% (Fig. 10(c))에 도달한 순간 기둥의 양끝단에서 균열이 급격히 증가하였으며(Fig. 10(b)), 강도 저하 이후 최대 횡변위율 4.9%가 발생한 순간(Fig. 10(c))의 내력은 거의 0에 가까우며, 기둥의 중간 부분에 전단 파괴가 일어났다(Fig. 10(b)). 반면 압축력을 4배 증가시킨 $P_u = 0.6f'_cA_g$ 이 작용하는 실험체 2의 경우, 항복 횡변위율은 0.67%로 약간 줄어들었지만, 최대 횡변위율은 1.9%로 절반 수준이었으며, 파괴 모드도 Fig. 10(b)보다 취성적인 전단 파괴를 보였다. 이를 통해 축력의 크기가 기둥의 연성력에 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있었다.

실험체 1, 2의 최종 파괴모드는 C1~C5의 기둥의 것과 비슷하지만, C1~C5에서는 4.9% 또는 1.9%와 같이 육안에서도 보일 정도의 횡변형이 관찰되지 않았으며, 단 2~3초 만에 전단 파괴가 발생하였다. (Fig. 4(c)의 동영

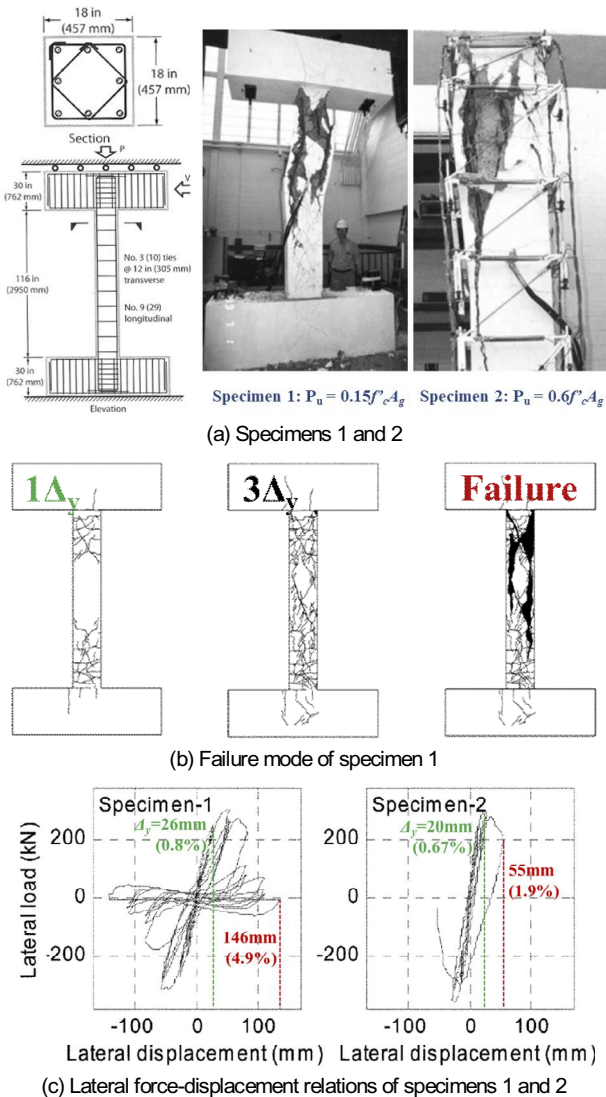


Fig. 10. Seismic tests of RC columns with light transverse reinforcement [14]

상[8] 참고) 그 이유로는 이 실험체는 C1~C5와는 다르게 띠철근과 보조 띠철근의 구속 상세가 잘 되어 있었으며, 수직방향의 지진 하중(축방향)을 고려하지 못한 점이 있다.

C1~C5의 기둥은 한 면에 4~5개의 철근이 배치되어 있었으므로, Fig. 11과 같이 반드시 내부 띠철근(crosstie)을 이용하고, 띠철근 단부는 양단에 90°와 135°의 갈고리를 적용해야한다. 이러한 기본적인 상세를 지키지 못했기 때문에, 진동 발생 후 2~3초 만에 기둥의 콘크리트 피복이 벗겨지고 수직 철근이 좌굴되는 현상이 발생하였을 것으로 예상된다.

3.3 RC 얇은 벽체의 파괴 특성

2010년 칠레 지진과 2011년 크라이스트처치 지진 시 RC 얇은 벽체(200 mm 이하)의 손상(Fig. 12)이 많이 관찰되었으며, 특히 칠레의 경우 우리나라와 같이 벽체 자체는 얇지만 벽체 면적이 평면상의 넓이의 약 2~4% 정도 차지할 정도로 그 양이 많았다. 손상된 대부분 벽체는 특수 전단벽의 상세를 적용하지 않았으며, 양단부의 수직 철근도 띠철근으로 보강되지 않았다.

이 벽체들은 거의 비내진 상세를 가졌지만, 대각 균열과 같은 전단 손상은 드물었으며, 대부분 수평 균열이 주로 발생하였다. 이러한 수평 균열은 축방향 성능이 저하되면서 발생되었다. 콘크리트 피복(약 2cm)이 벗겨지면서 급격하게 벽체의 면적이 약 25% 정도로 줄어들며, 최종적으로는 수직 철근이 좌굴되거나 끊어지는 현상을 보였다.

이러한 손상을 막기 위해, 2010년 칠레 지진 이후 ACI 318-14 [15]의 특수 전단벽 시스템에 적용하는 특수 경계 요소의 규정은 강화되었다. 특수 경계의 요소의 최소 두께(벽체 높이의 1/16 또는 벽체 중립축과 벽체길이 비

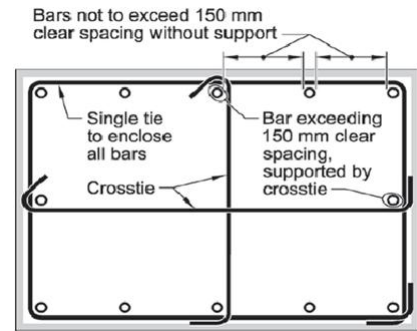


Fig. 11. Details of laterally supported column bars and tie anchorage in ACI 318M-14 [15]



Fig. 12. Damaged shear walls in the first story in the 2010 Chile earthquake (M_w 8.8) [16]

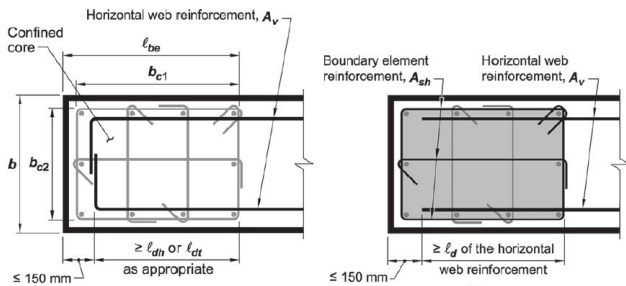


Fig. 13. Details of special boundary element in ACI 318M-14 [15]

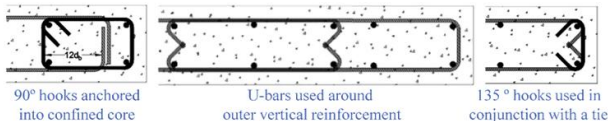


Fig. 14. Anchorage requirements suggested in NZS 3101:2006 [17]

가 3/8을 초과할 경우에는 300 mm)를 제한하였으며, 변위 기반 설계법에 사용되는 벽체의 설계 횡변위는 1.5배 증폭시켜 결과적으로는 특수 경계 요소의 길이도 길어졌다. 또한 특수 경계 요소에서 수평 철근의 간격도 제한하는 규정도 도입되었다. 이 강화된 특수 경계 요소의 상세 (Fig. 13)는 KBC 2016에는 반영되지 않았다. 현 특수 경계 요소 규정만으로도 얇은 벽체의 설계 및 시공이 어렵기 때문에, 이 규정은 추후에도 받아들여지지 않을 것으로 보인다.

K building의 N-S 방향 벽체는 전단 요구량(V_u)이 벽체의 설계 강도(ϕV_n)를 크게 벗어나면서 전단 파괴를 하였지만, 상대적으로 벽체량이 많은 E-W방향 벽체에서도 칠레 지진과 같이 수평 균열이 발생하며, 약간의 콘크리트 피복이 벗겨지는 현상이 발생하였다. 이번 지진 보다 규모가 더 큰 지진이 발생한다면, 칠레 지진에서 나타났던 수직 철근의 좌굴과 파단도 일어날 수 있을 것으로 보인다. 이러한 손상을 막기 위해 위에서 언급한 특수 경계요소 상세 (Fig. 13)를 소규모 건축물의 150 mm 얇은 벽체에 적용하기는 불가능하다. 이를 대신하여, Shegay et al. [17]은 얇은 벽체의 단부 상세를 Fig. 14와 같이 제안하였다. 이와 같이 얇은 벽체의 콘크리트를 제대로 구속하고 수직 철근의 좌굴을 막아 축방향 성능을 향상시키기 위해서는, 상세를 개발하고 그 내진 성능을 평가하는 실험/해석 연구가 수행될 필요가 있다. 또한 기존 건축물에 사용된 RC 얇은 벽체의 축방향 성능을 보수/보강할 수 있는 상세 개발도 이루어져야 한다.

4. 결론

본 연구에서는 2017년 11월 15일 포항 흥해지역에 발생한 규모 5.4 지진 이후, 긴급 위험도 평가에서 “위험” 판정을 받은 RC 건축물 중 비틀림 비정형 정도가 큰 건축물 4개소에 대해서, 구조적 (RC 기둥, RC 벽체) 피해 및 손상의 특성을 분석하였다. 또한 본 연구에서는 현 내진 비틀림 설계법의 문제점도 분석해 보았다. 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

1) 2005년부터 3층 이상, 1,000 m² 이상의 건축물은 내진 설계가 의무화 되었지만, 2005년 이전의 6층 이하 다세대 주택은 대체로 중력하중에 대

해서만 설계되었다. 그러나 본 연구에서 언급한 C building (4층, 준공년도: 2011년), F building (5층, 준공년도: 2013년), K building (4층, 준공년도: 2005년)은 2005년 이후 준공되었음에도 불구하고, 구조 부재의 상세는 비내진 상세에 가까웠다.

- 2) H school (3층, 준공년도: 1968년)과 K building은 평면상의 구조 부재의 배치로 보았을 때, 질량 중심과 약축의 강성 중심의 불일치로 인한 일방향 비틀림 비정형을 가졌다. 반면, C building과 F building은 필로티가 있는 저층 집합주택으로, 벽식으로 이루어진 계단실의 배치가 한쪽에 치우쳐 있어, 이방향 비틀림 비정형을 갖는 평면을 보였다. C building, F building, H school의 경우, 평면상에 유연한 측에 있는 기둥에서 모두 심각한 손상을 입었다. 단, K building은 N-S방향 (약축)을 저항하는 수직 부재는 벽체가 단 1개 있어, 이 벽체에서 심각한 전단 파괴가 발생하였다. 이러한 심각한 손상을 야기하는 비틀림 비정형성을 줄이기 위해서는, 건축 계획 시 구조 부재의 배치 및 그 양도 반드시 고려되어야 한다.
- 3) C building과 F building의 필로티 층에서 유연한 측의 기둥은 중간부 또는 상부에서 전단 파괴가 발생하였다. F building의 CCTV 기록을 보면, 진동 발생 후 단 2~3초 만에 기둥의 콘크리트 피복이 떨어져나감에 따라 수직 철근이 좌굴되는 현상을 관찰할 수 있었다. 그러나 비내진 상세를 가진 기둥의 정적 실험결과와 비교했을 때, 횡변위가 크지 않았음에도 불구하고 전단 파괴가 일어났다. 이러한 원인으로는 띠철근의 간격, 영성한 갈고리 정착, 내부 띠철근 (crosstie)의 부재가 있다. 또한 이번 지진의 수직방향의 가속도가 컸기 때문에, 기둥의 축방향 거동 시 이 영향도 무시하지 못했을 것으로 보인다.
- 4) K building에는 N-S방향 (약축)의 횡 하중을 저항하는 유일한 RC 벽체는 설계 전단 강도(ϕV_n)보다 훨씬 큰 전단력(V_u)이 요구되면서 전단 파괴가 일어나며, 콘크리트 피복이 탈락되고 수직 철근은 좌굴이, 수평 철근은 파단이 일어났다. 반면 상대적으로 벽체량이 많은 E-W방향 벽체에서는 수평 균열이 발생하며, 약간의 콘크리트 피복이 벗겨지는 현상이 발생하였다. 이러한 거동은 얇은 벽체의 축방향 거동의 성능을 저하시킨다. 이를 향상시킬 수 있는 상세 개발 연구가 필요하다.
- 5) 기존 설계 기준에서 제시하는 비틀림 설계법은 정적 해석법과 동적 해석법으로 나뉜다. 정적 해석에서 우발편심을 이용한 설계는 실제 작용하는 관성 비틀림 모멘트를 나타내기에는 매우 작은 편심 수준을 보였다. 반면 동적 설계법에서는 관성 비틀림 모멘트의 존재를 인정하므로, 질량 중심의 위치를 e_a 만큼 이동시키는 방법은 타당한 것으로 보인다. 그러나 비틀림 비정형이 아무리 커도, 20 m 이하 또는 6층 이하의 저층 건축물은 정적 해석법으로도 설계 할 수 있어, 비틀림 설계가 제대로 이루어지지 않을 가능성이 매우 높다.

/ 감사의 글 /

본 연구는 한국연구재단의 연구비지원(NRF-2016R1C1B1016653, NRF-2017R1D1A1B03033488)에 의해 수행되었으며, 이에 감사를 표합니다. 또한 사진사용을 허락해주신 계명대학교 건축공학과 김승직 교수님께 감사사를 표합니다.

/ REFERENCES /

1. Ministry of the Interior and Safety. Report of earthquake occurrence and coping situation in Pohang, Gyeongbuk: 2017 Dec 8 [Internet]. Available from: http://www.mois.go.kr/frt/bbs/type001/commonSelectBoardArticle.do?bbsId=BBSMSTR_000000000336&nttId=60979
2. AIK. Korean Building Code. KBC 2005, Architectural Institute of Korea. c2005.
3. AIK. Korean Building Code. KBC 2016, Architectural Institute of Korea. c2016.
4. Jeong SH. Summary of 2017 Pohang Earthquake (2017.11.15., $M_L=5.4$). 2017 Special Forum of EESK: Pohang earthquake and building damage: 2017 Nov 27; Seoul, Korea. c2017.
5. Cho JH. OhmyNews: 2017 Nov 18 [Internet]. Available from: http://m.ohmynews.com/NWS_Web/Mobile/img_pg.aspx?CNTN_CD=IE002247670&atcd=A0002377980#myModalLabel
6. Kim SJ. Building Damage Investigation after the November 2017 Pohang, Korea, Earthquake. Concrete and Seismic Engineering Laboratory (CSEL). Department of Architectural Engineering, Keimyung University.
7. AIK. Korean Building Code. KBC 2009, Architectural Institute of Korea. c2009.
8. SBS. Columns in the Piloti Story Broken in Three Seconds (News): 2017 Nov 17 [Internet]. Available from: https://news.sbs.co.kr/news/endPage.do?news_id=N1004488877&plink=SEARCH&cooper=SBSNEWSEARCH
9. Chung LL. Policy on Seismic Evaluation and Retrofit of School Buildings and Low-rise Buildings (non-seismic design) in Taiwan. Forum in Improving policies and regulations through lessons learned from the 2017 Pohang Earthquake, Structural Performance Enhancement research Center. 2018 Feb 26; Seoul, Korea. Available from: https://youtu.be/EbvQlotZK_4
10. Federal Emergency Management Agency (FEMA). FEMA 454: Designing for earthquakes - a manual for architects. 2006. Washington, D.C., USA. c2006.
11. Lee HS, Jung DW, Lee KB, Kim HC, Lee K. Shake-table responses of a low-rise RC building model having irregularities at first story. *Structural Engineering & Mechanics*. 2011;40(4):517-539.
12. Lee HS, Lee KB, Hwang KR, Cho CS. Shake-table Responses of an RC Low-rise Building Model Strengthened with Buckling Restrained Braces at Ground Story. *Earthquakes & Structures*. 2013;5(6):703-731.
13. Lee HS, Hwang KR. Torsion Design Implications from Shake-table Responses of an RC Low-rise Building Model Having Irregularities at the Ground Story. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2015;44:907-927.
14. Sezen H, Moehle JP. Seismic Tests of Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement. *ACI Structural Journal*. 2006 Nov 1;103(6):842.
15. ACI. Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318M-14, American Concrete Institute. Farmington Hills, MI. c2014.
16. Wallace JW, Massone LM, Bonelli P, Dragovich J, Lagos R, Lüders C, Moehle J. Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings. *Earthquake Spectra*. 2012 Jun;28(S1):S281-99.
17. Shegay AV, Motter CJ, Henry RS, Elwood KJ. A Database for Investigating NZS3101 Structural Wall Provisions. In 10th Pacific Conference in Earthquake Engineering (10PCEE) 2015 Nov 6.