

평면 비정형 건물의 설계편심과 지진 손상도의 상관관계에 관한 연구

A Study on the Relationship between Earthquake Damage and the Design Eccentricity of Building with Planar Irregularity

이광호¹⁾ · 정성훈^{1)*}

Lee, Kwang Ho¹⁾ · Jeong, Seong Hoon^{1)*}

¹⁾인하대학교 건축학부

¹⁾Department of Architecture, Inha University

/ A B S T R A C T /

In the Korean Building Code (KBC), the Design Eccentricity involves the torsional amplification factor (TAF), and the inherent and accidental eccentricities. When a structure of less than 6-stories and assigned to seismic design category C or D is designed using equivalent static analysis method, both KBC-2006 and KBC-2009 use the TAF but apply different calculation methods for the of design eccentricity. The design eccentricity in KBC-2006 is calculated by multiplying the sum of inherent eccentricity and accidental eccentricity at each level by a TAF but that in KBC-2009 is calculated by multiplying only the accidental eccentricity by a TAF. In this paper, the damage indices of a building with planar structural irregularity designed by different design eccentricities are compared and the relationship between the earthquake damage and design eccentricity of the building is evaluated. On the basis of this study, the increment of design eccentricity results in the decrement of final eccentricity and global damage index of structure. It is observed that design eccentricity in KBC-2006 reduces the vulnerability of torsional irregular building compared to design eccentricity in KBC-2009.

Key words: Building with planar irregularity, Torsional amplification factor, Design eccentricity, Damage index, Seismic code

1. 서론

건축구조설계기준(KBC)[1,2]에 규정된 설계편심은 정적편심(inherent eccentricity)에 우발편심(occasional eccentricity)과 비틀림 증폭계수(torsional amplification factor)를 고려하여 결정된다. 정적편심은 내진 설계 직전의 질량중심(center of mass, CM)과 강성중심(center of rigidity, CR)간의 거리로서 건물 고유의 평면 비정형성을 나타낸다. 우발 편심은 지진력 작용방향에 직각인 평면치수의 5%로 가정된 거리로서, 수 직축에 대한 지반운동의 회전요소, 계산된 강성과 실제 강성의 차이, 고정 하중과 활하중 질량분배의 불확실성과 같은 명확하게 고려되지 않은 요인 들의 영향을 보완하기 위하여 사용된다. 비틀림 증폭계수는 단주기 및 주기 1초의 설계스펙트럼 가속도(S_{DS} , S_{D1})와 건물의 내진등급에 따라 결정된 내진설계범주 C 또는 D로 분류되고 높이가 20m 또는 6층 미만의 평면

비정형 건물 중 비틀림 비정형성이 존재하는 건물을 등가정적해석법을 사용하여 설계할 때에만 사용된다. 이 계수(A_e)는 식(1)에서와 같이 최소값 1.0과 최대값 3.0 사이에 존재하며, 건물의 비틀림 비정형성을 검토하는 식(2)의 범위비를 제공하여 계산된다[1-15]. 식(2)에서 알 수 있듯이, 건축구조설계기준[1,2]은 비틀림 증폭계수를 1.0으로 가정하고 우발편심을 고려하여 해석을 수행하였을 때 최대 층변위가 양단부 층변위 평균값의 1.2배보다 큰 건물을 비틀림 비정형성이 있는 것으로 간주하고 있다.

2006년과 2009년 설계기준[1,2]에 규정되어 있는 설계편심은 각각 식(3)과(4)를 사용하여 계산되며 이 편심은 내진설계를 위한 구조해석에서 건물의 각 층에 가해질 수평 지진하중의 위치를 결정하는데 이용된다. 식(3-1)과(4-1)은 연약단부(flexible edge)의 부재를 설계할 때 사용되는 설계편심이며 이 편심을 사용하면 수평 지진하중은 질량중심에서 연약단부 방향(강성중심의 반대 방향)에 위치하므로 연약단부의 횡강성이 증가된다. 식(3-2)와(4-2)는 강측단부(stiff edge)의 부재를 설계할 때 사용되며 지진하중은 질량중심에서 강측단부 방향(강성중심 방향)에 위치한다. 이 편심을 사용하면 강측단부의 횡강성이 증가될 수도 있다. 2006년의 설계기

*Corresponding author: Jeong, Seong Hoon

E-mail: jeong@inha.ac.kr

(Received 3 July 2013; Accepted 19 August 2013)

준[1]에서는 비틀림 증폭계수가 정적편심과 우발편심에 함께 적용되는 반면, 2009년 설계기준[2]에서는 비틀림 증폭계수가 우발편심에만 적용된다. 설계편심을 계산할 때 사용되는 비틀림 증폭계수의 목적은 평면 비정형 건물의 지진 취약성을 줄이고 비틀림의 동적증폭을 반영하는 것이다.

몇몇 연구자들은 설계편심을 구성하는 정적편심과 우발편심에 대한 연구들[16-17]과 2006년, 2009년 설계기준의 설계편심으로 설계된 건물의 최종편심의 크기 비교에 관한 연구[18]를 진행하였다. 여기서, 최종편심은 내진설계가 완료된 건물의 질량중심과 강성중심간의 이격거리이다. 정적편심과 건물의 손상도에 대한 직접적인 상관관계를 평가한 연구[16]에서는 정적편심 이외의 다른 변수가 건물의 거동에 영향을 주는 것을 최소화하기 위해 건물의 2차원 성능곡선을 일치하도록 하였으며, 정적편심의 크기가 커지면 질량중심에서의 최대변위는 줄어들지만 비틀림 거동이 증가하므로 건물의 손상도가 증가한다고 하였다. 우발편심의 필요성을 검토한 연구[17]에서는 건물이 비탄성 거동을 할 경우, 구조물의 내진설계시 사용되는 우발편심의 사용 유무는 중요하지 않다고 하였다. 최종편심의 크기를 비교한 연구[18]에서는 2009년 설계기준에 비해 설계편심의 크기가 큰 2006년 설계기준으로 건물을 설계하면 최종편심의 크기가 감소하고 연약 단부의 횡강성과 건물의 비틀림 강성은 증가한다고 하였다.

본 연구의 목적은 2006년과 2009년 설계기준에 규정된 설계편심과 손상도의 정량적인 관계를 분석하고 비틀림 증폭계수를 1.0으로 가정하여 구한 설계편심에 비해 2006년과 2009년 설계기준의 설계편심을 이용하여 평면 비정형 건물을 설계하면, 이 건물의 지진 취약성이 어느 정도 감소하는지 확인하는 것이다. 이를 검토하기 위하여 평면 비정형 건물의 복잡한 지진 응답에 적용할 수 있는 3차원 손상도 계수를 사용하였다[19].

$$1.0 \leq A_x = \left(\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right)^2 \leq 3.0 \tag{1}$$

$$\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \geq 1.0 \tag{2}$$

$$e_d = A_x (e_s + e_a) \tag{3-1}$$

$$e_d = A_x (e_s - e_a) \tag{3-2}$$

$$e_d = e_s + A_x e_a \tag{4-1}$$

$$e_d = e_s - A_x e_a \tag{4-2}$$

여기서 δ_{\max} : i번째 층 바닥에서의 최대 층변위

δ_{avg} : i번째 층 바닥에서의 건물 양단부 층변위 평균

e_s : 정적편심

e_a : 우발편심

2. 설계편심의 크기에 따른 건물의 변화

2.1 예제 건물의 개요

해석에 사용된 예제 건물은 2x4 베이의 철골 보통모멘트골조로 설계된 단층 건물이다. Fig. 1은 예제 건물의 평면과 입면을 보여주고 있으며 Frame-1과 Frame-5는 각각 예제 건물의 연약단부와 강측단부이다. 경간의 길이는 8m, 층고는 4m이며, 질량은 평면상 균일하게 분포되어 질량중심이 평면의 중앙에 위치하고 있다. 예제 건물의 기둥은 지반에 고정되어 있으며 보는 핀접합되어 있다. 중요도 계수는 1.0, 지반 종류는 보통암 지반 (S_B 지반), 내진설계범주는 C이다. 예제 건물에 작용하는 설계하중은 2009년의 설계기준[2]에 규정되어 있는 지역계수 ($S=0.22$), 주기 상한값 ($C_u=1.6$), 반응수정계수 ($R=3.5$)를 사용하여 계산된다. 건물의 층변위 계산시 사용된 변위증폭계수(C_d)는 3.0이며 최대 층변위는 허용층간변위의 95% 이상 (층변위: 1.90% 이상)이 되도록 예제 건물이 설계되었다.

기둥의 단면크기를 조절하여 건물의 정적편심의 크기가 대략 10%, 15%, 20%가 되도록 맞추었으며 실제 정적편심의 크기는 각각 10.7%, 15.1%, 19.8%이다. 정적편심의 크기가 5%인 건물은 식 (2)에 의한 비틀림 비정형성 검토 결과, 비틀림 증폭계수가 1.0으로 계산되었기 때문에 본 연구에서 제외되었다.

2.2 건물의 최종편심, 횡강성과 비틀림 강성의 크기 비교

Fig. 2는 비틀림 증폭계수를 1.0으로 가정하고 우발편심을 고려하여 계산된 설계편심, 2006년과 2009년 설계기준에 명기된 설계편심으로 설계된 건물의 최종편심 (a~c), 각 골조의 횡강성과 건물의 질량중심에서 측정된 비틀림 강성 (d~f)을 보여주고 있다. 정적편심의 크기가 커질수록 비틀림 증폭계수가 증가하는 것을 Fig. 2-a~c에서 확인할 수 있다. 평면 비정형

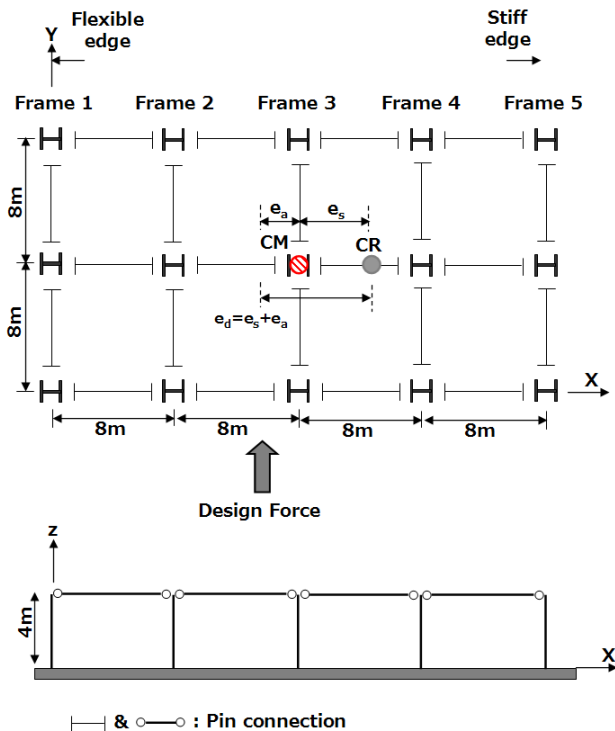
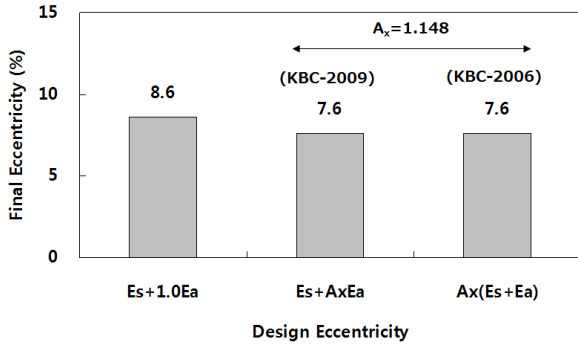
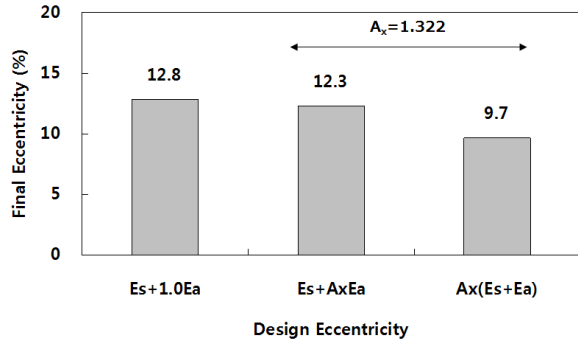


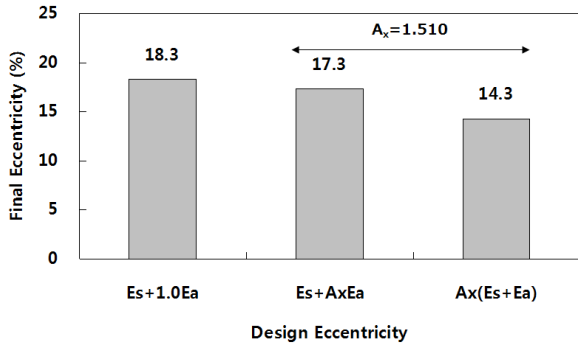
Fig. 1. Plan and elevation of example building



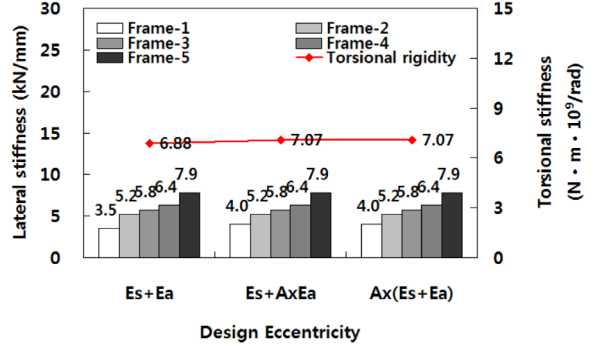
(a) final eccentricity when inherent eccentricity is 10%



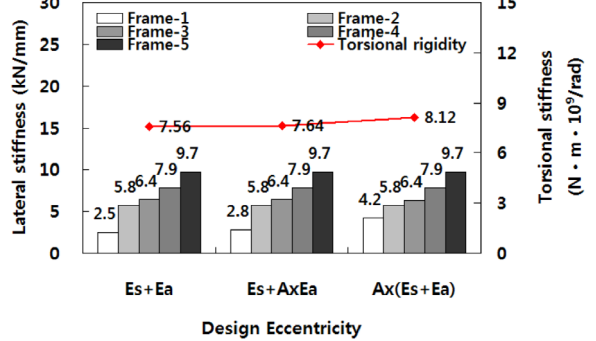
(b) final eccentricity when inherent eccentricity is 15%



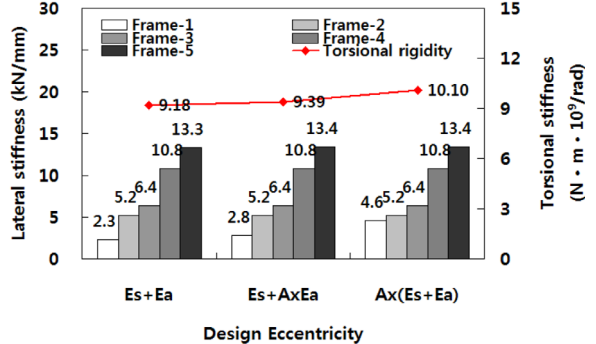
(c) final eccentricity when inherent eccentricity is 20%



(d) lateral and torsional stiffness when inherent eccentricity is 10%



(e) lateral and torsional stiffness when inherent eccentricity is 15%



(f) lateral and torsional stiffness when inherent eccentricity is 20%

Fig. 2. Comparison of final eccentricity, lateral and torsional stiffness of example building according to design eccentricity

건물의 최대 층변위는 연약단부에서 측정되며 최대 층변위는 1.90% 이상 이 되도록 예제 건물이 설계되었기에 모든 건물의 연약단부 횡변위는 거의 동일하다. 반면 강측단부의 횡강성은 Fig. 2-d~f에서 보듯이 정적편심이 커질수록 증가하기 때문에 횡변위는 줄어든다. 따라서 식 (1)에서 보듯이 양단부 변위의 평균값(δ_{avg})이 작아지므로 비틀림 증폭계수가 증가하게 된다. 이 계수로 인해 증가된 설계편심으로 건물을 설계하면 연약단부의 횡강성이 증가하고 이로 인하여 건물의 최종편심은 감소하는 반면 비틀림 강성은 증가한다. 정적편심의 크기가 10%인 건물의 경우, 2006년 설계기준의 설계편심이 2009년 설계기준의 편심보다 크지만 설계 완료된 두 건물은 허용층간변위비 2%를 만족하였기에 최종편심, 연약단부의 횡강성과 건물의 비틀림 강성은 같게 측정되었다.

비틀림 증폭계수를 1.0으로 가정하고 우발편심을 고려하여 계산된 설계 편심으로 설계된 건물과 2009년 설계기준의 설계편심으로 설계된 건물의 최종편심, 비틀림 강성과 연약단부의 횡강성 사이의 차이는 크지 않은 반면 2006년 설계기준의 설계편심으로 설계된 건물의 최종편심과 강성간의 차

이는 2009년 설계기준에 비해 상대적으로 크게 측정되었다.

3. 3차원 손상도 계수

평면 비정형 건물은 비틀림 거동으로 인하여 평면상의 위치에 따라 부재의 손상 정도가 다르며 양방향 거동을 경험하므로 건물의 전체 손상도를 평가하기 위해서는 3차원 손상도 계수의 적용이 필요하다. 본 장에서는 3차원 손상도 계수의 평가절차 및 적용방법이 설명되어 있으며 보다 자세한 내용은 다음의 참고문헌[16,19]에서 찾아볼 수 있다.

3.1 평가절차

Fig. 3은 예제 건물의 3차원 손상도 계수를 평가하는 절차를 보여주고 있다. 3차원 구조물의 골조선을 따라 평면적으로 분해하여 각 골조의 2차원

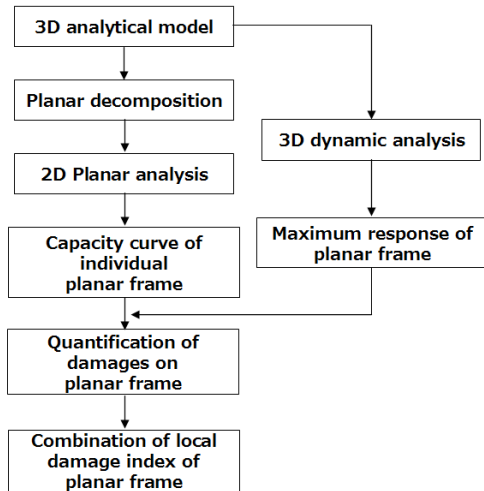


Fig. 3. Evaluation procedure of 3D damage index

비선형 정적해석을 실시한 후 골조의 성능곡선을 구한다. 여기서 평면골조 분해 (planar decomposition)는 건물을 물리적으로 분해하는 것이 아니라 손상도 측정의 관찰을 위하여 횡방향 요소의 기본 단위인 평면골조로 한정하는 방법이다. 면외변형의 영향이 고려되어 있지 않은 2차원 성능곡선으로부터 극한변위와 파괴강도 같은 변수를 결정한 후, 3차원 건물의 비선형 시간이력해석으로 구한 하중 변위 곡선과 각 골조의 성능곡선을 바탕으로 골조의 국부 손상도 계수가 계산된다. 건물의 전체 손상도 계수는 각 골조의 국부 손상도 계수를 조합하여 계산된다.

3.2 3차원 손상도 계수 적용방법

면외변형이 고려되지 않은 골조의 2차원 비선형 정적해석 및 예제 건물의 3차원 비선형 시간이력해석 결과를 바탕으로 식 (5)를 이용하여 각 골조의 국부 손상도 계수가 계산된다. 이 손상도 계수는 변위의 피크값 (Δ_p)과 2차원 성능곡선으로부터의 강도감소 ($F_0 - F_p / F_0 - F_f$)의 조합으로 정의된다.

$$D = \begin{cases} \frac{\Delta_p}{\Delta_u} + (1 - \frac{\Delta_p}{\Delta_u}) \times \frac{F_0 - F_p}{F_0 - F_f} & \text{for } \Delta_p \leq \Delta_u \\ \frac{\Delta_p}{\Delta_u} & \text{for } \Delta_p > \Delta_u \end{cases} \quad (5)$$

식 (5)에 사용된 변수들은 Fig. 4의 일방향 반복하중을 받는 예제 골조의 하중 변위 관계에 표현되어 있다. Δ_p 와 Δ_u 는 각각 피크변위 (peak response)와 극한변위이며 피크변위 (Δ_p)가 반드시 최대 응답은 아니다. 여기서 최대변위 대신 변위의 피크값 (Δ_p)을 사용한 이유는 변위와 강도의 조합으로 산정되는 손상도 계수 (D)가 변위의 최대값에서 항상 손상도 계수의 최대값에 이르지 않는기 때문이다. 따라서 골조 손상도 계수 (D)는 최대값이 될 수 있는 여러 개의 유력한 피크 변위에서 산정되어야 한다. 주어진 피크 변위 (Δ_p)에서 F_0 와 F_p 는 각각 2차원 골격곡선 (backbone curve)과 반복 응답곡선에서의 하중 값이다. $F_0 - F_f$ 는 면외 거동 및 반복 하중효과에 의한 강도감소를 나타내며, F_f 는 해당 피크 변위 (Δ_p)에서의 파괴강도이다. 파괴강도는 원점과 최대하중의 85%에 해당하는 극한변위 (Δ_u)를 연결하

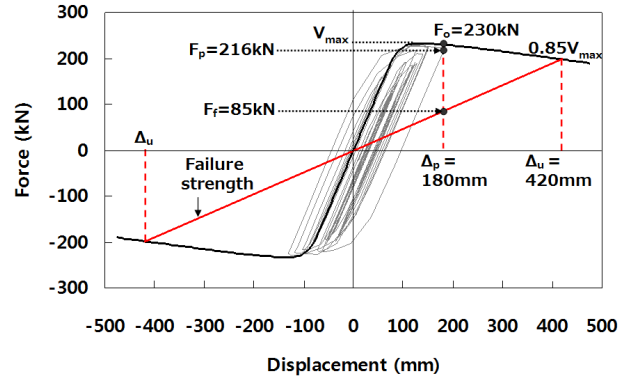


Fig. 4. Parameters to define damage due to strength degradation

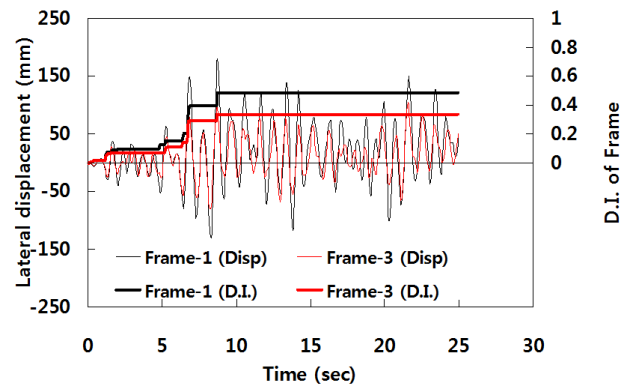


Fig. 5. Displacement and local damage index of frame-1 and 3

Table 1. Tributary and common failure consequence area of planar frame

Planar frame	Tributary Area (m^2)	Common failure consequence area (m^2) $A_{cm,ij}$		
	$A_{i,min}$			
Frame-1	16.8/2=64	128		
Frame-2	16.8=128			
Frame-3	128		128	
Frame-4	128			
Frame-5	64			128

는 변위강도의 선형관계인 failure path 상에서 구할 수 있다. Fig. 5는 최종편심의 크기가 12.3%인 건물의 Frame-1과 3에서 측정된 변위 시간이력 곡선과 식 (5)를 이용하여 계산된 국부 손상도 계수를 보여주고 있다.

예제 건물에 작용하는 중력하중이 균일하게 분포한다고 가정하면, 전체 손상도 계수 (D_g)는 식 (6)과 같이 작성된다. 여기서, D_i 는 각 골조의 국부 손상도 계수, $A_{i,min}$ 은 평면골조의 설계 중력하중 분포면적 (tributary area), A_{total} 은 평면상 전체면적, $A_{cm,ij}$ 은 인접한 평면골조의 영향면적끼리 겹치는 부분의 면적인 교차영역면적 (common failure consequence area)이다.

$$D_g = \sum D_i \frac{A_{i,min}}{A_{total}} + \sum_{i \neq j} [\frac{A_{cm,ij}}{2A_{total}} \{Max(D_i, D_j)^2 - D_i D_j\}] \quad (6)$$

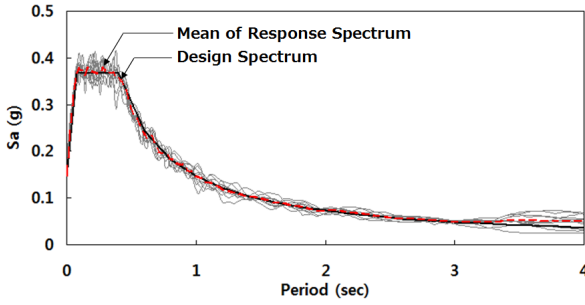


Fig. 6. KBC-2009 design spectrum and mean spectrum of ten artificial motions

Table 1에는 예제 건물의 전체 손상도 계수를 구하기 위한 변수들이 정리되어 있으며 식 (7)을 이용하여 예제 건물의 전체 손상도 계수가 계산된다.

$$D_g = \frac{64D_1 + 128D_2 + 128D_3 + 128D_4 + 64D_5}{512} + \frac{1}{2 \times 512} [128 \{ \text{Max}(D_1, D_2)^2 - D_1 D_2 \} + 128 \{ \text{Max}(D_2, D_3)^2 - D_2 D_3 \} + 128 \{ \text{Max}(D_3, D_4)^2 - D_3 D_4 \} + 128 \{ \text{Max}(D_4, D_5)^2 - D_4 D_5 \}] \quad (7)$$

4. 설계편심의 크기에 따른 건물의 손상도 분석

서로 다른 설계편심으로 설계된 건물의 손상도를 분석하기 위하여, 비선형 유한요소 해석 프로그램인 Zeus-NL[20]을 이용하여 비선형 시간이력 해석을 수행하였다. Zeus-NL은 정적 및 동적 하중을 받는 2차원 또는 3차원의 철골, 콘크리트, 합성 구조의 비선형 해석을 수행할 수 있으며 섬유 모델을 이용하여 부재 길이 방향과 부재 단면의 깊이 (depth)에 따른 비선형 분포를 나타낼 수 있다. 또한 3차원 상호작용(M-M-N interaction)을 정밀하게 예측할 수 있으므로 면외 거동을 보이는 평면 비정형 건물의 해석에 적합하다. 이 프로그램의 정확성은 이전의 연구들[21,22]에서 광범위하게 증명되었다.

Fig. 6은 2009년 설계기준의 설계가속도 스펙트럼 (감쇠비 5%)과 비선형 시간이력해석을 위해 생성된 10개의 인공 지진파 가속도 스펙트럼의 평균값을 보여주고 있다. 예제 건물에 10개의 인공지진파를 적용하였으며 지진파의 진행방향은 Fig. 1의 y방향으로 가정하였다. 지진하중의 크기에 따른 영향을 조사하기 위하여, 건물의 1차주기일 때 각 지진파 탄성 응답스펙트럼의 값인 $S_a(T_1, 5\%)$ 를 0.2g에서 1.0g까지 0.2g간격으로 조절하여 사용하였다.

예제 건물의 비선형 시간이력해석 결과를 이용하여 건물의 최대변위와 최대 비틀림 각도를 측정하였으며 3장에서 설명된 손상도 계수를 구하는 절차를 바탕으로 예제 건물들의 손상도를 구하였다.

4.1 최대 비틀림 각도와 최대변위

예제 건물의 최대 비틀림 각도와 최대변위의 평균값을 정적편심과 지진 하중의 크기에 대해 정리한 결과는 각각 Fig. 7과 8에 나타나 있다. Fig. 2-a

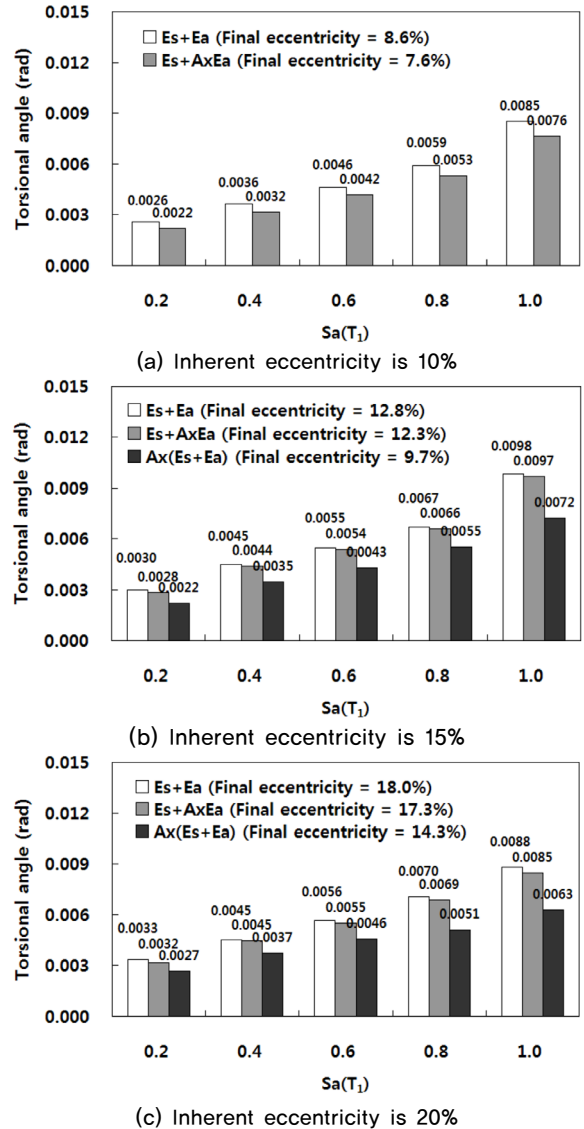
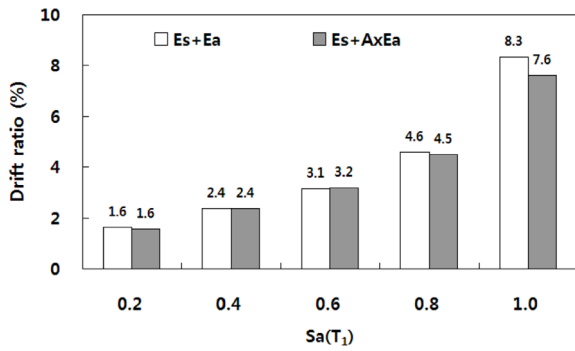


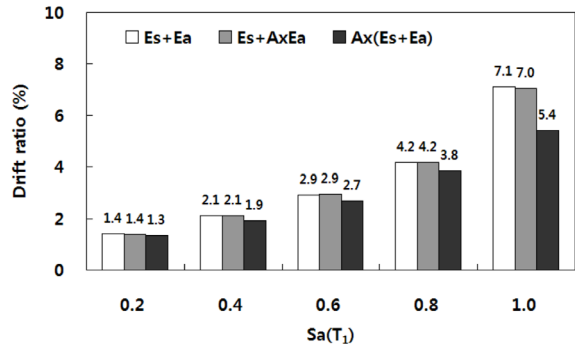
Fig. 7. The average of maximum torsional angle according to earthquake force and inherent eccentricity

와 d에서 확인한 바와 같이 정적편심의 크기가 10%이고 2006년과 2009년 설계기준의 설계편심으로 설계된 건물은 최종편심, 각 골조의 횡강성이 같기 때문에 두 건물의 최대 비틀림 각도와 최대변위가 동일하게 측정되었다. 따라서 2006년 설계기준으로 설계된 건물의 결과들은 Fig. 7과 8-a에서 제외되었다. 최대 비틀림 각도는 강측단부와 연약단부에서 측정된 상대변위의 차이를 지진력 진행방향의 직각인 평면치수로 나누어 계산되며 정적편심의 크기가 클수록 증가하였다. 최대변위는 질량중심인 평면의 중심에서 측정되었으며 정적편심의 크기가 커질수록 감소하였다.

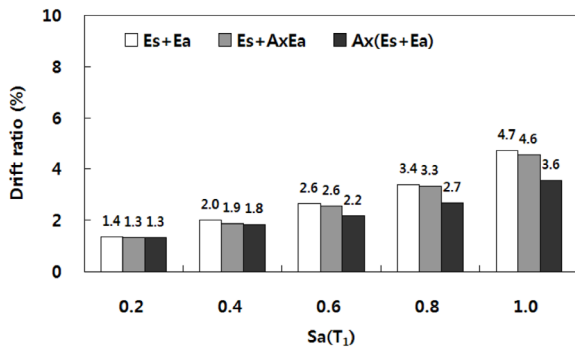
비틀림 증폭계수로 인해 설계편심의 크기가 증가할수록 건물의 최대 비틀림 각도와 최대 변위가 작아졌는데 이는 건물의 횡강성과 비틀림 강성이 증가하였기 때문이다. 비틀림 증폭계수를 1.0으로 가정하여 구한 설계편심으로 설계된 건물과 2009년 설계기준의 설계편심으로 설계된 건물의 최대 비틀림 각도와 최대변위의 차이는 상당히 작게 측정되었다. 이는 Fig. 2에서 확인한 바와 같이 두 설계편심으로 설계된 건물의 최종편심, 횡강성 및 비틀림 강성의 크기가 비슷하기 때문이다.



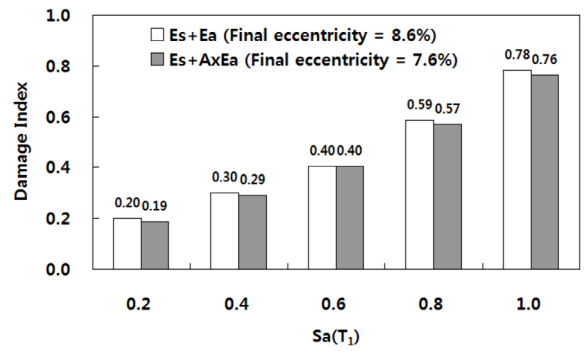
(a) Inherent eccentricity is 10%



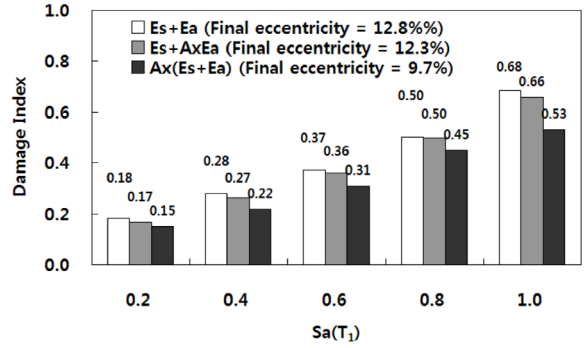
(b) Inherent eccentricity is 15%



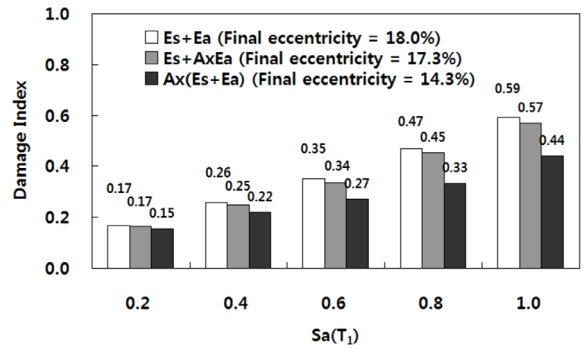
(c) Inherent eccentricity is 20%



(a) Inherent eccentricity is 10%



(b) Inherent eccentricity is 15%



(c) Inherent eccentricity is 20%

Fig. 8. The average of maximum displacement in center of mass according to earthquake force and inherent eccentricity

Fig. 9. The average of global damage index according to earthquake force and inherent eccentricity

4.2 예제 건물의 손상도

Fig. 9는 정적편심과 지진하중의 크기에 따른 예제 건물의 손상도 평균 값을 보여주고 있다. 정적편심과 설계편심의 크기가 클수록 건물의 비틀림 강성과 횡강성이 증가하므로 예제 건물의 전체 손상도가 작게 측정되었다. 비틀림 증폭계수를 1.0으로 가정하여 구한 설계편심으로 설계된 건물과 2009년 설계기준의 설계편심으로 설계된 건물의 손상도 차이는 작다. 이는 설계 완료된 두 건물의 최종편심, 횡강성, 비틀림 강성의 크기와 비선형 시간이력해석으로 구한 최대 비틀림 각도, 최대변위가 거의 같기 때문이다. 그러나 이 계수를 1.0으로 가정하여 설계된 건물과 2006년 설계기준의 설계편심으로 설계된 건물의 손상도 사이의 차이는 지진하중의 크기가 증가할수록 커지는 것을 확인하였다.

Table 2는 정적편심의 크기가 15%와 20%인 건물의 Sa(T₁, 5%)가 0.6g 이상일 때의 건물의 손상도와 설계편심 증가비의 상관관계를 보여주고 있

Table 2. Comparison of global damage index and increasing rate of design eccentricity when Sa(T₁, 5%) is more than 0.6g

Global damage index			Increasing rate of design eccentricity e _{d,Ax} / (e _s +e _a)	Inherent and final eccentricity	Code
S _a = 0.6g	S _a = 0.8g	S _a = 1.0g			
0.27	0.33	0.44	1.89	20%, 14.3%	2006
0.31	0.45	0.53	1.51	15%, 9.7%	2006
0.34	0.45	0.57	1.38	20%, 17.3%	2009
0.36	0.50	0.66	1.37	15%, 12.3%	2009

다. 설계편심 증가비는 비틀림 증폭계수에 의해 증가된 설계편심 (e_{d,Ax})을 비틀림 증폭계수를 1.0으로 가정하여 계산된 설계편심 (e_s+e_a)으로 나눈 값으로 정의되며, 이 증가비가 클수록 건물의 손상도가 작게 측정되었다. 이 결과는 2006년의 설계기준에 명기되어 있는 설계편심이 현행 설계기준의 설계편심보다 평면 비정형 건물의 취약성을 더 감소시킨다는 것을 의미한다.

5. 결론

본 연구에서는 양방향 거동과 비틀림의 영향을 동시에 반영할 수 있는 3차원 손상도 계수를 이용하여 2006년과 2009년의 설계기준에 규정된 설계편심을 이용하여 설계된 평면 비정형 건물의 손상도를 정량적으로 분석하였다. 이를 통해 관찰된 구조물의 지진거동과 손상도에 관한 내용들은 다음과 같이 정리될 수 있다.

- 1) 설계편심의 크기가 증가할수록 연약단부의 횡강성, 건물의 횡강성과 비틀림 강성이 커지므로 건물의 최종편심과 손상도가 작아진다.
- 2) 비틀림 증폭계수를 1.0으로 가정하여 설계된 건물과 2009년 설계기준의 설계편심으로 설계된 건물의 전체 손상도 사이의 차이는 작다. 이는 내진설계된 두 건물의 최종편심, 횡강성 및 비틀림 강성의 크기와 비선형 시간이력해석으로 구한 최대 비틀림 각도, 최대변위가 거의 같기 때문이다.
- 3) 2009년 설계기준의 설계편심으로 설계된 건물보다 2006년의 설계편심으로 설계된 건물의 손상도가 작게 측정되었다. 이 결과는 2006년 기준의 설계편심이 2009년의 설계편심보다 평면 비정형 건물의 취약성을 더 감소시킨다는 것을 의미한다.

/ 감사의 글 /

본 논문은 2012년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단-이공분야 기초연구사업의 지원을 받아 수행된 연구임 (No. NRF-2012 R1A1A2044490)

/ REFERENCES /

1. Architectural Institute of Korea, Korean building code, Architectural Institute of Korea; c2006, p.121.
2. Architectural Institute of Korea, Korean building code, Architectural Institute of Korea; c2009, p.106.
3. ASCE/SEI 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers; c2010, p.80~92.
4. Structural Engineers Association of California, Recommended lateral force requirements and commentary, San Francisco; c1999.
5. International Conference of Building Officials, Uniform Building Code, California, USA; c1991.
6. International Conference of Building Officials, Uniform Building Code, California, USA; c1994.
7. International Conference of Building Officials, Uniform Building

- Code, California, USA; c1997; p.2-15.
8. Federal Emergency Management Agency, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Report FEMA 273, Washington D.C.; c1997; p.3-2.
9. Federal Emergency Management Agency, NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, Report FEMA 302, Washington D.C.; 1997, p.66.
10. Structural Engineers Association of California, Recommended lateral force requirements and commentary, San Francisco; c1999; p.13, p.112, p.121.
11. Federal Emergency Management Agency, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Report FEMA 356, Washington D.C.; c2000; p.3-3.
12. Federal Emergency Management Agency, NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, Report FEMA 368, Washington D.C.; c2000; p.76.
13. ASCE/SEI 7-02, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers; c2002; p.148.
14. Federal Emergency Management Agency, NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, Report FEMA 450, Washington D.C.; c2003; p.90.
15. ASCE/SEI 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers; 2006; p.130, p.214.
16. Jeong SH, Lee KH. A study on the relationship between the eccentricity and the level of damage in the seismic response of buildings with plan irregularity. Earthquake Engineering Society of Korea, 2010 Jun;14(3):49-57.
17. Stathopoulos KG, Anagnostopoulos SA. Accidental design eccentricity: Is it important for the inelastic response of buildings to strong motion. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2010 Sep;30(9):782-797.
18. Jeong SH, Elnashai AS. Analytical modeling of inelastic seismic response of RC structure. J. Struct. Eng. 2006;132(9):1482-1490.
19. Lee KH, Jeong SH. A study on the static eccentricities of buildings designed by different design eccentricities. Earthquake Engineering Society of Korea, 2012 Oct;16(5):33-40.
20. Elnashai AS, Papanikolaou V, Lee DH. ZEUS-NL Users Manual, University of Illinois at Urbana-Champaign/Mid-America Earthquake Center; c2002.
21. Elnashai AS, Elghazouli AY. Performance of composite steel/concrete members under earthquake loading, part I: analytical model. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1993; 22(4):314-345.
22. Elnashai AS, Izzuddin BA. Modeling of material nonlinearities in steel structures subjected to transient dynamic loading. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1993;22(6):509-532.