

강한 기둥-약한 보로 설계된 철근 콘크리트 골조구조의 변형성능 평가에 관한 연구

Evaluation on the Deformation Capacity of RC Frame Structure with Strong Column-Weak Beam

서 수 연* 이 리 형** 진 세 옥*** 최 윤 철****
Seo, Soo-Yeon Lee, Li-Hyung Chin, Se-Ok Choi, Yun-Chul

Abstract

Recently, the concern for displacement-based design has been increased as a performance based design method in which the deformation capacity of structure becomes so important. In this paper, a process is presented to accurately evaluate the deformation capacity of multistory RC frame structure. In the calculation of drift of frame, the deformation of beam and column as well as the deformation of anchorage and joint are considered. From the comparison between previous test and calculation results, the usefulness of the process is verified. The proposed process is also applied to the multiple story RC frame buildings(5, 10, 15 stories) designed to have strong column-weak beam. The results showed that the deformation capacity of the buildings could be not properly evaluated when deformations of anchorage and joint were ignored.

요 지

최근 성능에 근거한 설계법의 개발과 더불어, 변위설계에 대한 관심이 증가하고 있다. 본 연구에서는 다층 RC 골조의 변위성능을 보다 정확하게 평가할 수 있는 방법을 제시하고자 한다. 이를 위해, 골조의 횡변위를 계산하기 위해서 보와 기둥의 변형뿐만 아니라 정착부와 조인트 부분의 변형을 변위 산정시 고려하였다. 기존의 실험 및 계산결과와의 비교로부터, 본 연구에서 제시한 방법의 적합성을 확인하였고, 이를 강한 기둥-약한 보의 설계개념을 설계된 다층 RC골조 건물에 적용하여 그 거동을 예측하였다. 그 결과, 보다 정확한 건물의 변위성능을 평가하기 위해서는 정착부와 조인트의 변형을 반드시 반영하여야 하는 것으로 나타났다.

Keywords : Displacement-Based Design, Deformation Capacity, Deformation of Anchorage, Deformation of Joint

핵심 용어 : 변위설계법, 변형성능, 정착부의 변형, 조인트의 변형

* 정희원, 충주대학교 건축공학과 교수

** 정희원, 한양대학교 건축공학부 교수

*** 정희원, (주)동양구조엔지니어링

**** 정희원, 한양대학교 건축공학부 박사과정

E-mail : syseo@chungju.ac.kr 043-841-5211

• 본 논문에 대한 토의를 2003년 9월 30일까지 학회로 보내 주시면 2004년 1월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

1. 서론

1.1 연구배경

최근 지진저항에 대한 효율적인 설계법으로서 변위를 근거로 한 성능설계법^{(1),(2),(3)}에 대한 관심이 증대하고 있다. 이는 강도를 근거로 한 설계의 경우에는 부재의 비선형 특성을 반영하는데 한계가 있으나, 변위에 근거한 설계를 할 경우에는 부재 및 시스템에서 나타나는 비선형 특성을 합리적으로 반영할 수 있기 때문이다. 이러한 변위에 근거한 설계법을 적용하기 위해서는 구조물에 대한 정확한 변형성능의 평가가 우선적으로 필요하다. 최근 구조물의 변형성능에 대한 정확한 평가를 위한 연구가 진행되고 있으나, 아직까지 그에 대한 자료는 미흡한 단계로서, 지속적인 연구가 요망되고 있다. 특히, 철근콘크리트 골조에서 부재의 휨과 전단변형만을 고려함으로써, 부재가 연결되는 부분에서 발생하는 비탄성 변형들이 간과되는 경우가 많다. 이러한 경우 골조의 전체 변형이 과소평가됨으로써 변형성능에 근거한 설계시 잘못된 결과를 초래할 가능성이 높다.

본 연구에서는 횡 하중을 받는 지진 저항 철근 콘크리트 다층 골조의 변형성능을 보다 정확하게 평가할 수 있는 방법을 제시하고자 한다. 횡력에 의해 발생하는 골조의 전체변형은 기둥 및 보의 변형뿐만 아니라 부재가 접합되는 조인트부에서 발생하는 추가의 변형에 의한다는 기존의 연구결과⁽⁴⁾를 토대로 강한 기둥-약한 보로 설계된 철근콘크리트 골조구조에 대한 변형성능을 평가하고자 한다.

2. 보-기둥 부분 구조체의 변형특성

2.1 부분 구조체의 변형

Fig. 1은 골조건물의 내부접합부를 포함하는 부분 구조체를 나타낸다. 이 부분구조체가 강한 기둥-약한 보의 설계개념으로 설계된 경우, 단순화된 방법으로 변형성능을 파악하기 위해서는 다음과 같이 가정할 수 있다.⁽⁴⁾

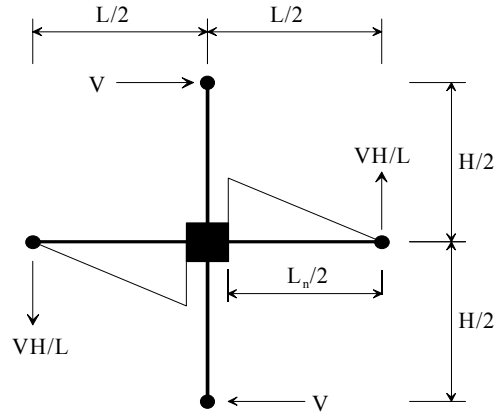


Fig. 1 부분 구조체의 응력상황 (기둥모멘트는 생략)

- 기둥은 휨에 대해 항복하지 않는다.
- 정착부를 따른 철근의 신장으로 인해 접합면의 보 단부는 회전할 수 있다.
- 접합부에서 전단변형이 발생한다.

이 시스템에서 변형은 크게, 보의 휨변형, 기둥의 탄성변형, 정착부에서의 미끄러짐, 접합부에서의 전단변형으로 크게 나눌 수 있으며, 전체변형은 이들 변형을 모두 고려함으로써 구할 수 있다.

2.1.1 보의 변형

보의 변형에 의해 발생하는 부분 구조체의 층간 변형은 Fig. 2(a)에서와 같이 보의 처짐으로부터 구한다. 이때, 반곡점은 스패의 중앙이라 가정한다.

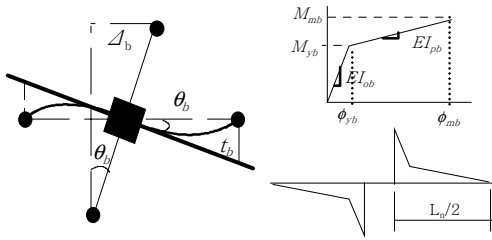
Fig. 2(a)로부터, 보의 휨변형은 다음식과 같이 계산된다.

$$\Delta_b = \theta_b H \tag{1}$$

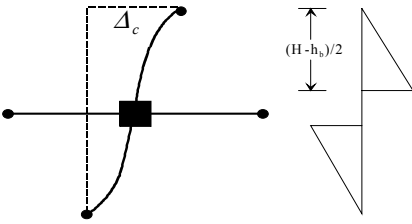
$$\theta_b = \frac{t_b}{(L/2)} = \frac{2t_b}{L} \tag{2}$$

$$\Delta_b = \frac{2t_b}{L} H \tag{3}$$

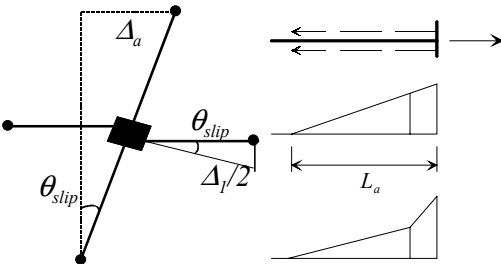
보의 모멘트-곡률관계로 부터, 소성현지의 길이는 항복모멘트와 최대모멘트의 비로 표현될 수 있으며, 이를 식으로 표현하면 다음과 같다.



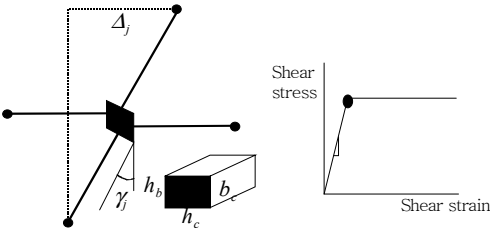
(a) 보의 변형



(b) 기둥의 변형



(c) 정착부에서의 변형



(d) 접합부의 전단변형

Fig. 2 부분 구조체의 변형

$$\theta_b = \frac{\psi_{yb} L_n^2}{12L} \left[1 + \frac{M_{mb}}{M_{yb}} + \frac{\phi_{mb}}{\psi_{yb}} \left(2 - \frac{M_{yb}}{M_{mb}} - \frac{M_{yb}^2}{M_{mb}^2} \right) \right] \quad (4)$$

$$EI_{ob} = \frac{M_{yb}}{\psi_{yb}} \quad (5)$$

$$EI_{pb} = \frac{M_{mb} - M_{yb}}{\phi_{mb} - \psi_{yb}}, \quad \mu_{\phi b} = \frac{\phi_{mb}}{\psi_{yb}} \quad (6)$$

$$M_{mb} - EI_{ob} \psi_{yb} = (\phi_{mb} - \psi_{yb}) EI_{pb} = \psi_{yb} (\mu_{\phi b} - 1) EI_{pb} \quad (7)$$

$$\frac{M_{mb}}{M_{yb}} = \frac{(\mu_{\phi b} - 1) EI_{pb} \cdot \psi_{yb} + EI_{ob} \cdot \psi_{yb}}{EI_{ob} \cdot \psi_{yb}} = P + 1 \quad (8)$$

여기서,

$$P = (\mu_{\phi b} - 1) EI_{pb} / EI_{ob}, \quad \mu_{\phi b} : \text{보의 곡률연성비}$$

$$M_{mb} = V \cdot H = (\mu_{\phi b} - 1) EI_{pb} \cdot \psi_{yb} + EI_{ob} \cdot \psi_{yb} \quad (9)$$

$$\psi_{yb} = \frac{V \cdot H}{EI_{pb} (\mu_{\phi b} - 1) + EI_{ob}} = \frac{V \cdot H}{(P + 1) EI_{ob}} \quad (10)$$

$$\Delta_b = \frac{V \cdot H^2 \cdot L_n}{24L \cdot EI_{ob} (P + 1)^3} \cdot \frac{L_n^2}{L} \times [P^2(1 + 2\mu_{\phi b}) + 3P(1 + \mu_{\phi b}) + 2] \quad (11)$$

이때, 횡력 V는 보의 모멘트로부터 구할 수 있다.

$$\frac{VH}{L} = \frac{M_{mb}}{L/2 - h_c/2} \quad (12)$$

$$V = \frac{2M_{yb}(1 + P)}{H(1 - \frac{h_c}{L})} \quad (13)$$

2.1.2 기둥의 변형

기둥의 변형을 Fig. 2(b)와 같이 가정하고, 탄성변형만을 일으킨다고 가정하면 기둥의 횡변형은 다음과 같다.

$$\Delta_c = \frac{V(H - h_b)^3}{12EI_c} \quad (14)$$

여기서,

$EI_c = M_{yc} / \phi_{yc}$ 으로 축력을 포함한 단면 해석에서 결정한다. M_{yc} , ϕ_{yc} : 기둥의 항복모멘트와 항복곡률

2.1.3 정착부에서의 변형

접합면에 집중되는 회전으로 정착길이를 초과하는 철근신장이 발생할 경우 미끄러짐이 발생하며 이는 콘크리트와 철근의 사이에서 변형이 발생하게 됨을 의미한다. 정착부에서 변형이 발생하게 될 때 발생하는 부착응력은 일정 평균값이라 가정하면 이때의 변형은 다음과 같다.

$$\Delta_1 = \theta_{slip} \left(\frac{L - h_c}{2} \right) \times 2 = \theta_{slip} (L - h_c) \quad (15)$$

$$\Delta_a = \frac{\Delta_1 H}{L} = \theta_{slip} (L - h_c) \frac{H}{L} = \frac{slip}{arm} \left(1 - \frac{h_c}{L} \right) H \quad (16)$$

$$L_a = \frac{d_b f_s}{4U} \quad (17)$$

$$\epsilon = \frac{\Delta L_a}{L_a}, \quad \Delta L_a = \epsilon L_a = \frac{d_b f_s}{4U} \cdot \epsilon_{sm} \quad (18)$$

여기서,

U : 철근의 부착응력도, d_b : 철근의 직경,

f_s : 철근의 항복강도, ϵ_{sm} : 철근의 최대응력시 변형도

철근의 응력-변형도관계를 2선형으로 모델링하고, 길이 L_a 에 분포된 이 변형도를 적분하게 되면 조인트 표면에서 소요변형도의 함수로서 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$slip = \frac{d_b E_s \epsilon_{sy}^2}{8U} \left[1 + \frac{E_{sh}}{E_s} \left(\frac{\epsilon_{sm}^2}{\epsilon_{sy}^2} - 1 \right) \right] \quad (19)$$

ϵ_{sy} : 철근의 항복시 변형도,

E_s : 철근의 탄성계수, E_{sh} : 철근의 변형경화계수

상기 식에 의한 변형도-미끄러짐 관계의 기본형태는 비선형 유한요소해석결과⁽⁵⁾ 및 pullout 실험결과⁽⁶⁾와 좋은 대응을 보이는 것으로 확인되었다. 이 미끄러짐을 회전으로 치환하면 다음 식과 같다. 이때 유효길이는 상단근과 하단근사이의 거리로서 $0.7h_b$ 로 가정하였다.

$$\Delta_a = \frac{d_b E_s \epsilon_{sy}^2}{5.6u} \frac{H}{h_b} \left(1 - \frac{h_c}{L} \right) \times \left[1 + \frac{E_{sh}}{E_s} \left(\frac{\epsilon_{sh}^2}{\epsilon_{sy}^2} - 1 \right) \right] \quad (20)$$

여기서,

$\epsilon_{sh}/\epsilon_{sy}$ 는 보 단면 해석결과로 구해지는 $\mu_{\phi b}$ 로부터 구할 수 있다.

2.1.4 접합부에서의 변형

접합부에서의 전단 변형은 Fig. 2(d)에 나타난 바와 같이 층간 횡 변위가 발생할 때, 접합부의 체적으로부터 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\Delta_j = \Delta_g - \Delta_1' - \Delta_2' \quad (21)$$

여기서,

Δ_g =기하학에 의한 조인트 변형,

Δ_1' =수평변형,

Δ_2' =수직변형을 수평변형으로 치환한 값을 나타낸다.

$$\Delta_g = \gamma_j \cdot H, \quad \Delta_1' = \gamma_j \cdot h_b, \quad \Delta_2' = \gamma_j \cdot h_c \quad (22)$$

$$\Delta_j = \gamma_j \cdot H \left(1 - \frac{h_b}{H} - \frac{h_c}{L} \right) \quad (23)$$

$$\gamma_j = \frac{M_b}{b_c \cdot h_c \cdot h_b / 2} \quad (24)$$

$$\frac{V \cdot H}{L} = \frac{M_{mb}}{L/2 - h_b/2} \quad (25)$$

$$2M_b = V \cdot H \left(\frac{1 - h_b}{L} \right) \quad (26)$$

$$\gamma_j = \frac{V_j}{G_j} = \frac{2M_{mb}}{G_j \cdot b_c \cdot h_c \cdot h_b} = \frac{V \cdot H \left(1 - \frac{h_c}{L} \right)}{G_j \cdot b_c \cdot h_c \cdot h_b} \quad (27)$$

$$\Delta_j = \frac{V \cdot H^2}{G_j \cdot b_c \cdot h_c \cdot h_b} \left(1 - \frac{h_c}{L} \right) \left(1 - \frac{h_b}{H} - \frac{h_c}{L} \right) \quad (28)$$

2.2 실험결과와의 비교

강한 기둥-약한 보의 설계개념으로 설계된 국. 내외 50여개 실험체에 대한 실험결과⁽⁷⁾⁻⁽¹⁴⁾를 취합하고 이를 이용하여 2.1에서 제시된 방법으로 산정한 변형성을 비교·평가하였다. 보와, 기둥의 휨강도는 범용 단면해석프로그램인 X-TRACT⁽¹⁵⁾를 이용하여 산정하였으며, 최대 모멘트와 곡률의 70%에 대응하는 값을 항복 모멘트와 항복곡률로 가정⁽¹⁶⁾하였다.

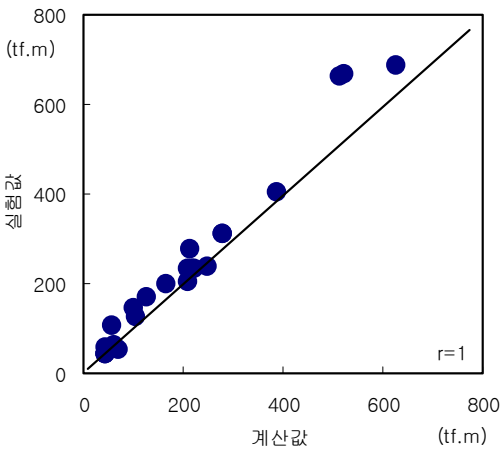


Fig. 3 실험모멘트와 계산모멘트의 비교

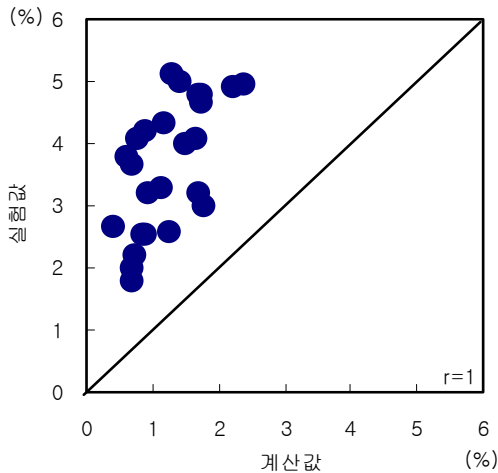


Fig. 4 보와 기둥의 휨변형만을 고려한 경우의 중간변위 비교

Fig. 3은 계산된 휨강도와 실험결과 나타난 휨강도를 비교하여 나타낸 것으로서, 단면해석으로부터 산정한 휨강도가 실험결과와 일치됨을 알 수 있다. Fig. 4는 보와 기둥의 변형만을 고려하여 계산한 중간변위(%)와 실험결과를 비교하여 나타낸 것으로서, 실험결과에 비하여 계산결과가 현저하게 과소평가됨을 알 수 있다.

Fig. 5는 보와 기둥의 휨변형과 정착부에서의 미끄러짐 및 접합부에서의 전단변형을 고려하여 산정한 결과를 실험결과와 비교한 것으로서, 계산결과와 실험결과가 좋은 대응을 보이고 있다.

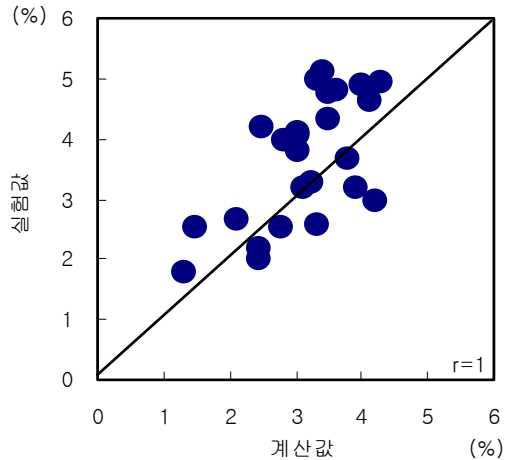


Fig. 5 정착부 미끄러짐과 접합부 전단변형을 고려한 경우의 중간변위 비교

3. 다층 골조의 변형성능 평가

3.1 골조의 보 붕괴 메카니즘

Fig. 6은 다층 골조에서 횡력을 받는 조건을 나타낸 것으로서, 휨변형만을 고려할 경우, 횡력을 받는 다층 골조의 최상층 변위는 골조에 발생하는 곡률분포를 통하여 산정할 수 있다.⁽¹⁷⁾

Fig. 7(a)는 횡력작용시 기둥의 일반적인 곡률 분포를 나타낸 것으로서, 기둥이 탄성거동만 하는 것으로 가정될 경우, 곡률 분포는 모멘트도 형태를 따르게 된다.

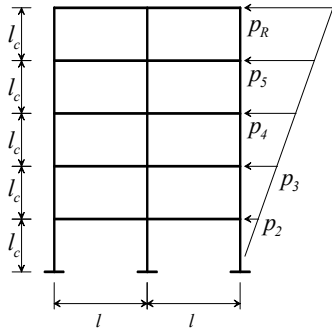


Fig. 6 횡력을 받는 골조

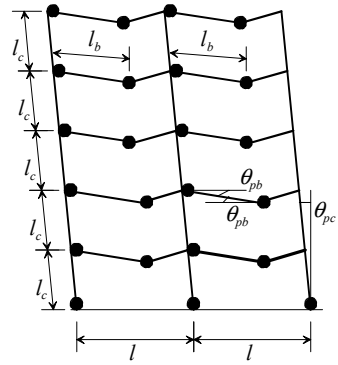
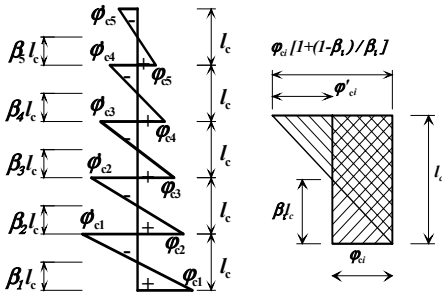


Fig. 8 골조의 변형기구



(a) 곡률 분포 (b) \$i\$층의 곡률

Fig. 7 기둥의 곡률분포

Fig. 7(b)는 다층 골조 기둥의 일반적인 곡률 분포도의 일부인 \$i\$층의 곡률 분포를 나타낸 것이다. 골조가 항복했을 경우 각층에서 발생한 곡률을 적분함으로써, Eq.(29)와 같이 최상층의 횡변위를 계산할 수 있다.

$$\begin{aligned} \Delta_y &= \phi_{c1} l_c \left(r l_c - \frac{l_c}{2} \right) - \phi_{c1} \left(1 + \frac{1-\beta_1}{\beta_1} \right) \frac{l_c}{2} \\ &\times \left(r l_c - \frac{2l_c}{3} \right) + \phi_{c2} l_c \left(r l_c - \frac{3l_c}{2} \right) - \phi_{c2} \left(1 + \frac{1-\beta_2}{\beta_2} \right) \\ &\times \frac{l_c}{2} \left(r l_c - \frac{5l_c}{3} \right) + \dots + \phi_{ci} l_c \left[r l_c - \left(i - \frac{1}{2} \right) l_c \right] \\ &- \phi_{ci} \left(1 + \frac{1-\beta_i}{\beta_i} \right) \frac{l_c}{2} \left[r l_c - \left(i - \frac{1}{3} \right) l_c \right] + \dots \\ &+ \phi_{cr} \frac{l_c^2}{2} - \phi_{cr} \left(1 + \frac{1-\beta_r}{\beta_r} \right) \frac{l_c^2}{6} \\ &= \frac{l_c^2}{6} \sum_{i=1}^r \frac{\phi_{ci}}{\beta_i} [6\beta_i(r-i+0.5) - 3(r-i) - 1] \quad (29) \end{aligned}$$

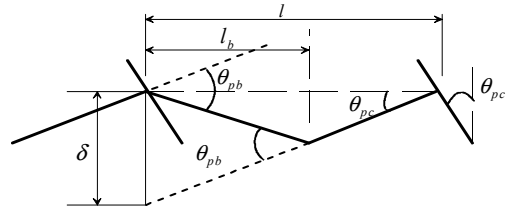


Fig. 9 보에서의 소성변형

여기서,

\$\phi_{ci}\$ 는 \$i\$층에서 기둥의 곡률을 나타내며 \$\beta_i\$는 해당 층의 반곡점을 나타내는 계수이다. 1층에서는 \$\beta_i\$를 0.6으로 가정하고 나머지 층에서는 0.5로 가정하면 다음식을 얻을 수 있다.

$$\Delta_y = \frac{l_c^2}{6} \left[\phi_{c1} \left(r + \frac{1}{3} \right) + \phi_{c2} + \phi_{c3} + \dots + \phi_{cr} \right] \quad (30)$$

Fig. 7은 강한 기둥-약한 보로 설계된 철근 콘크리트 골조로서 횡력에 의해 기둥 최하단에 힌지가 형성된 후 보에 소성힌지가 연이어 발생하는 붕괴 기구를 나타낸 것이다. Fig. 8에서 기둥과 보의 붕괴 기구를 상세하게 나타내면 Fig. 9와 같다. Fig. 9로부터, 각 층에서 발생하는 변위는 \$\delta = l\theta_{pc} = l_b\theta_{pb}\$와 같으며, 이로부터, 기둥의 회전변형인 \$\theta_{pc}\$를 얻을 수 있다. 이 변형을 Eq.(29)에 적용하면 최상층 상부에서의 연성비 \$\mu\$를 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\theta_{pc} = \frac{\Delta_u - \Delta_y}{rl_c} \quad (31)$$

$$\delta = l \cdot \theta_{pc} = l_b \cdot \theta_{pb} \quad (32)$$

$$\theta_{pb} = \theta_{pc} \frac{l}{l_b} = \frac{\Delta_u - \Delta_y}{rl_c} \frac{l}{l_b} \quad (33)$$

실제로 $rl_c = rl_c - 0.5l_{pc}$ 이지만, l_{pc} 가 미소하기 때문에 Eq.(31)은 이를 무시하여 나타낸 것임.

$$\Delta_u = \Delta_y + \frac{rl_c l_b}{l} \theta_{pb} \quad (34)$$

$$\mu = 1 + \frac{rl_c \cdot l_b}{l} \frac{\theta_{pb}}{\Delta_y} = 1 + rl_c \frac{\theta_{pc}}{\Delta_y} \quad (35)$$

보의 변위 연성계수는 기둥의 소성 회전 값과 보의 처짐으로 발생하여 얻은 보의 소성회전 θ_{pb} 를 이용하여 Eq. (8)로 부터 구할 수 있다. 여기에서 μ 는 r층의 최상부에서 측정한 값이다.

$$\mu = 1 + \frac{rl_c \cdot l_b}{l} \frac{\theta_{pb}}{\Delta_y} \quad (36)$$

3.2 다층 골조의 변형성능 평가

본 연구에서 제안된 방법을 통하여 강한 기둥-약한 보의 개념으로 설계된 다층 골조건물의 변형성능을 평가하였다. Fig. 10은 대상건물의 평면을 나타낸다. 이 건물은 철근콘크리트 골조건물로서 미국의 강진지역 (Zone 4)을 대상으로 한 강한 기둥-약한 보의 개념으로 설계된 사무소 건물이다. 각층 높이가 3.65m로 5층, 10층, 15층의 3개 건물이다. 건물에 대한 일반사항은 Table 1과 같다.

보와 기둥의 휨변형만을 고려한 경우를 방법 1이라고 하고 보와 기둥의 변형과 정착부에서의 미끄러짐 및 접합부에서의 전단변형을 모두 고려한 경우를 방법 2로 하여 Table 2 및 Fig. 11과 Fig. 12에 평가결과를 나타내었다.

방법 1과 방법 2를 이용하여 계산된 변위를 비교해보면 내부와 외부 모두의 변위 정도가 방법 1로 얻은

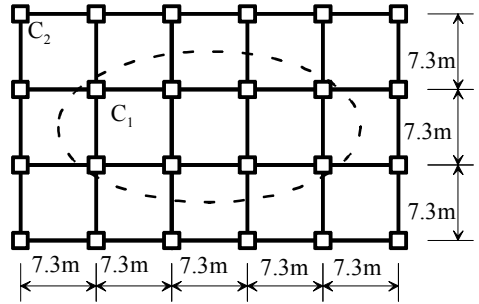


Fig. 10 대상 건물의 평면

Table 1 보와 기둥의 단면 및 강도

건물	층	보 규격 (cm×cm)		기둥		fck (kgf/cm ²)
		외부	내부	기둥 규격 (cm×cm)		
				C1	C2	
5층	1	40×50	45×50	60×60	50×50	270
	2			55×55	45×45	
	3					
	4					
	5	40×45				
10층	1-4	40×50	45×50	65×65	55×55	420
	5-7			55×55	50×50	270
	8-10	40×45	40×50			
15층	1-3	45×55	45×55	60×60	55×55	420
	4-6					
	7-9	45×50			50×50	270
	10-12	40×50	45×50		45×45	
	13-15		40×50			

보의 fck : 270 kgf/cm²

Table 2 계산된 변위 연성 계수

구분	5층 골조		10층 골조		15층 골조	
	방법1	방법2	방법1	방법2	방법1	방법2
외부 골조	1.18	1.41	1.39	1.87	1.45	2.1
내부 골조	1.18	1.37	1.34	1.83	1.40	2.03

값에 비해 방법 2로 얻은 값이 모두 5층은 15%, 10층은 25%, 15층은 30% 각각 더 크게 나타나는 것을 볼 수 있다. Fig. 12와 Fig. 13에서와 같이 건물의 층수가 높아질수록 정착부에서의 미끄러짐 변형과 접합부의 전단 변형량이 더 커지는 것을 알 수 있다. 따라서 다층 골조의 변형성능 평가시 보와 기둥

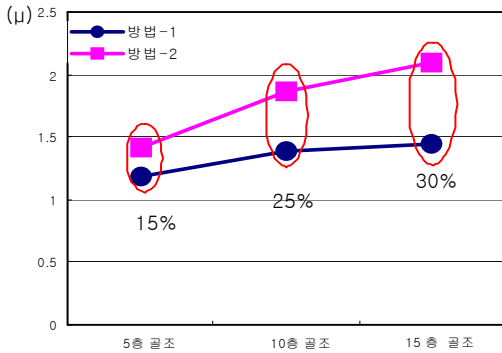


Fig. 11 외부 골조에 대한 변위연성계수 비교

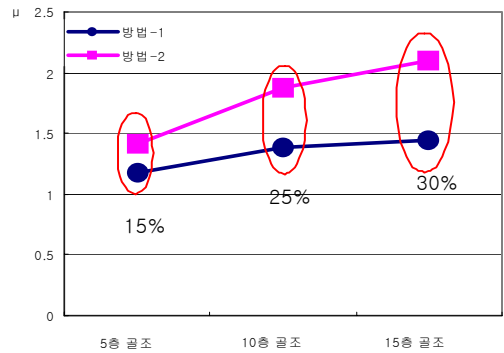


Fig. 12 내부 골조에 대한 변위연성계수 비교

의 변형만을 고려할 경우에는 실제 골조가 나타내는 변형량이 과소평가될 수 있으며, 이러한 결과는 변형에 근거한 성능 설계시 잘못된 설계를 초래할 가능성이 높음을 의미한다.

4. 결론

강한 기동-약한 보의 설계개념으로 설계된 철근 콘크리트 골조구조의 변형성능 평가에 관한 연구를 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) 부분 구조체에 대하여 보와 기둥의 휨변형만을 고려할 경우에는 실제 나타나는 건물의 변형이 과소 평가되는 것으로 나타났으며, 정착부의 미끄러짐 변형 및 접합부의 전단 변형을 추가로 고려할 경우, 기존 실험결과와 근사해지는 변형성능 평가가 가능한 것으로 나타났다.
- 2) 강한 기동-약한 보의 개념으로 설계된 철근 콘크리트 골조 건물(5층, 10층, 15층)에 대해 변형성능을 평가한 결과, 단순히 보와 기둥의 변형만을 고려한 경우에 비하여 정착부 및 접합부의 변형을 추가로 고려한 경우가 변형이 큰 것으로 나타났으며, 그 오차의 크기는 최소 15%에서 최대 30%까지 발생하는 것으로 나타났다.

감사의 글

본 연구는 한양대 초대형 구조시스템 연구센터의 연구비 지원에 의한 연구로써 이에 감사를 드립니다.

참고문헌

1. M.J.N. Priestley, "Direct Displacement-Based Seismic Design of Concrete Buildings", Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol.33, No.4, Dec.2000, pp.421-444.
2. M.Sasani, and D.L.Anderson, "Displacement-Based Design Versus Force-Based Design for Structural Walls", Paper No.32, Proceeding of 11WCEE, Acapulco, Mexico, 1996.
3. 서수연, 윤승조, "강도설계법으로 설계된 연결전단벽의 변형성능 평가", 대한건축학회 논문집, 제19권 4호, 2003. 4, pp.11-18.
4. J.F.Bonacci, J.K.Wight, "Displacement-Based Assessment of Reinforced Concrete Frames in Earthquakes", Mete A. Sozen Symposium SP162-6 pp.117-138.
5. Bonacci, J. F., "Bar Yield Penetration in Monotonically Loaded Anchorages", Journal of Structural Engineering, ASCE, V.120, No.3, Mar., 1994, 965-986.
6. Bonacci, J.,F., and Marquez, J., "Tests of Yielding Anchorages Under Monotonic Loadings", Journal of Structural Engineering, ASCE, V.120, No.3, Mar. 1994, 987-997.
7. P.C.Cheung, T.Pauly, R.Park, "New Zealand Tests on Full-Scale Reinforced Concrete Beam-Column-Slab Subassemblages Designed for Earthquake Resistance", ACI SP 123-1, pp.1-38.
8. Y.Kureger, G.N.Guimaraes, L.Zuhua, M.E. Kreger J.O.Jirsa, "Evaluation of Slab-Beam-

-
- Column Connections Subjected to Bidirectional loading" ACI SP123-2, pp.39-68.
9. Z.Bolong, C.Yuzhou, "Behavior of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column to Joints Subjected to Bi-Directional Cyclic Loading", ACI SP123-3, pp.69-98.
 10. O.Joh, Y.Goto, T.Shibata, "Influence of Transverse Joint and Beam Reinforcement and Relocation of Plastic Hinge Region on Beam-Column Joint Stiffness Deterioration", ACI SP123-8, pp.187-203.
 11. S.Sugano, T.Nagashima, H.Kimura, A. Ichikawa, "Behavior of Beam-Column Joints Using High-Strength Materials", ACI SP 123-13, pp.359-366.
 12. K.Kitayama, S.Otani, H.Aoyama, "Development of Design Criteria for RC Interior Beam-Column Joins", ACI SP 123-4, pp.97-108.
 13. A.J.Durrani, J.K.Wight, "Experimental and Analytical Study of Internal Beam to Column Connections Subjected to Reversed Cyclic Loading", UMEE 82R3, July 1982.
 14. Egor P.Popov, Vitelmo V.Bertero, "Seismic Behavior of RC Interior Beam-Column Subassemblages", UCB/EERC-79/14
 15. Chadwell, C., XTRACT version 2.5.0, IMBSEN Associates, in dba IMBSEN Software Systems, Sept. 2001.
 16. R. Park, "Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Test", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 22, No. 3, Sep. 1989, pp.155-166.
 17. R.Park, T.Paulay, "Reinforced Concrete Structures", JOHN WILEY & SONS, 1975, pp.545-562.

(접수일자 : 2003년 ?월 ??일)