

모멘트골조의 내진설계를 위한 부재 소성변형 요구량 예측

Prediction of Member Plastic Rotation Demands for Earthquake Design of Moment Frames

엄태성¹⁾ · 박홍근²⁾

Eom, Tae-Sung · Park, Hong-Gun

국문 요약 >> 안전한 내진설계를 위해서는 각 부재에 요구되는 소성변형 요구량을 정확히 예측하여야 한다. 본 연구에서는 등가정적내진설계에 쉽게 활용할 수 있도록, 복잡한 비선형해석 없이 탄성해석을 사용하여 모멘트골조 부재의 소성변형을 평가하는 방법을 개발하였다. 각 부재의 소성변형은 부재 강성과 탄성해석 결과로부터 직접 결정되는 층간변위비 요구량 및 모멘트 재분배 등의 설계 변수로부터 결정된다. 제안된 방법을 8층 2경간의 모멘트골조에 적용하고, 비선형해석을 통하여 제안된 방법의 정확성을 검증하였다. 검증결과, 제안된 방법은 비선형거동에 의한 층간변위비 요구량과 각 부재의 소성변형 요구량을 정확히 평가하였다. 제안된 방법은 부재연성설계와 같은 신축건물의 내진설계에 활용할 수 있을 뿐만 아니라 기존건물의 내진성능평가에도 활용될 수 있을 것으로 기대된다.

주요어 성변형, 탄성해석, 내진설계, 내진평가, 모멘트재분배, 모멘트골조

ABSTRACT >> To secure the structural safety of structures and members against earthquakes, the plastic deformation capacity demand of members should be accurately predicted. In the present study, a method for the evaluation of the plastic deformations of members for moment frames was developed. To facilitate the practical use of the proposed method in equivalent seismic design, the plastic deformations of members were evaluated based on the results of elastic analysis, without using nonlinear analysis. The plastic deformation demands of members were formulated as functions of story drift demand, redistributed moment and member stiffness. Story drift demand and moment redistribution were directly determined from elastic analysis. The proposed method was applied to an 8 story-2 bay moment frame, and the predicted plastic deformations were verified using nonlinear analysis. The results showed that the proposed method could be used to accurately predict the member plastic rotations with simple calculations. The proposed method can be applied both to the earthquake design of new structures and to the performance evaluation of existing structures.

Key words Plastic rotation, Elastic analysis, Seismic design, Seismic evaluation, Moment redistribution, Moment frame

1. 서론

비탄성거동을 보이는 구조물의 경우, 각 부재에 소성힌지가 발생되어 부재강성이 변화하므로 부재에는 소성변형과 잉여 모멘트의 재분배 등이 발생된다. 현행 설계기준은 이러한 구조물의 비탄성거동에 근거하여 내진설계를 수행하므로, 안전한 내진설계를 위해서는 강도와 더불어 각 부재

의 소성변형에 대한 안전성도 함께 고려하여야 한다.

현재 IBC¹⁾, KBC²⁾ 등 국내외에 내진설계기준에서는 주로 탄성해석을 바탕으로 한 등가정적방법을 사용하고 있다. 이러한 등가정적방법에서는 탄성해석으로 구한 층간변위에 변위연성도 또는 변위증폭계수를 곱하여 지진에 의하여 건물 각 층에 요구되는 비탄성 층간변위를 예측하고, 이 층간변위가 설계기준에 제시된 허용층간변위보다 작도록 규정함으로써 비탄성변형에 대한 안전성을 검토한다. 그러나 설계기준에는 각 부재에 요구되는 소성변형을 평가하는 방법을 제시하고 있지 못하는데, 그 이유는 부재의 소성힌지변형은 비선형해석을 통해서만 정확히 예측할 수 있기 때문이다. 따라서 현행 기준에서는 소정의 연성 배근상세를 모든 부재에 일률적으로 사용하도록 규정함으로써 간접적으로 부재

¹⁾ 정희원·대구가톨릭대학교 건축학과, 전임강사

²⁾ 정희원·서울대학교 건축학과, 부교수

(교신저자: parkhg@snu.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2009년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2009. 7. 10 / 수정일 : 2009. 9. 30 / 게재확정일 : 2009. 9. 30)

의 요구연성능력을 확보하도록 요구하고 있다.

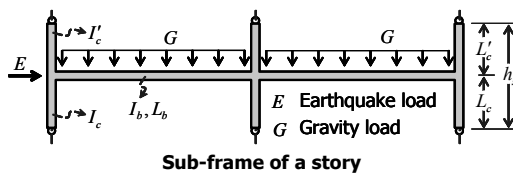
언급한 바와 같이, 안전한 내진설계를 수행하기 위해서는 각 부재에 요구되는 소성변형 요구량을 정확히 예측하여야 하고, 이를 위해서는 정밀한 비선형해석을 실시하여야 한다. 그러나 초기설계에서는 비선형해석을 사용하는 것이 어려우며, 일반적으로 내진평가 및 설계 실무에서도 탄성해석이 이용되고 있다. 따라서 근사적으로 탄성해석 결과에 근거하여 부재의 소성변형을 평가할 수 있는 방법이 필요하다. 본 연구에서는 구조물의 설계결과에 근거하여, 모멘트 재분배와 구조물의 요구연성도를 고려하여 부재의 소성변형 요구량을 근사적으로 예측할 수 있는 방법을 개발하였다. 특히, 비선형해석을 사용하지 않고 간단한 계산으로 부재의 소성변형을 예측하는 것에 초점을 두었다.

2. 모멘트 재분배와 부재소성변형

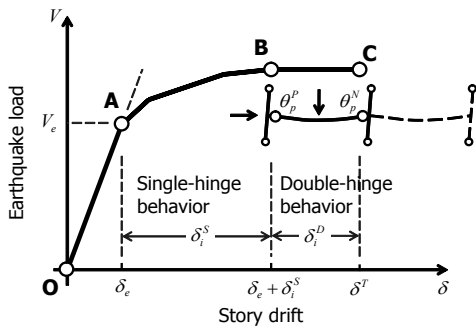
그림 1은 지진하중에 의하여 보-변형 모드(Beam-Sway Mode)를 보이는 모멘트골조의 비탄성 거동을 보여준다. 편의상, 그림 1은 지진하중에 의하여 부모멘트가 발생하는 보

우측 단부에서 먼저 휨항복이 발생하는 것으로 가정하여 나타냈다. 모멘트골조의 거동은 3단계로 구분할 수 있다. 즉, 초기하중의 탄성거동 단계(OA구간, 그림 1(b))와, 보의 한쪽 단부에만 소성힌지가 발생하는 단힌지거동(Single-Hinge Behavior, AB구간, 그림 1(c)) 단계, 그리고 보의 양단부에 모두 소성힌지가 발생된 쌍힌지거동(Double-Hinge Behavior, BC구간, 그림 1(d)) 단계로 구분할 수 있다. 엄태성·박홍근³⁾은 이러한 모멘트골조의 비탄성거동을 분석하고, 비탄성 단계에서 모멘트 재분배와 소성변형 사이의 관계를 정식화하였다. 이들 연구에 따르면, 단힌지 및 쌍힌지 거동에 의하여 부재에 발생하는 소성변형은 다음과 같다.

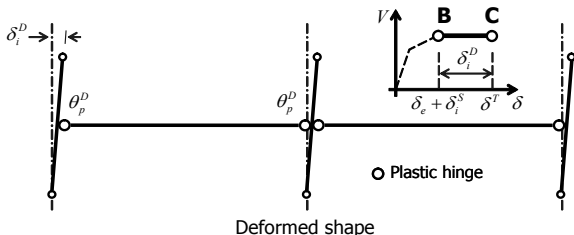
그림 1(c)에 나타난 바와 같이, 단힌지거동 동안에는 보의 좌측 탄성단부(Beam I의 Elastic End)에서는 모멘트 증분 M^R 이 재분배되고, 반면 보 우측 소성단부(Beam I의 Plastic End)에는 소성변형 θ_p^S 가 발생된다. 단힌지거동에 의하여 부분골조에 발생하는 비탄성 층간변위비 증분을 δ_i^S 로 정의할 경우, 보-기둥 접합부의 회전변형은 기둥의 탄성회전변형으로 인하여 층간변위비 증분 δ_i^S 보다 작다. 간단한 계산



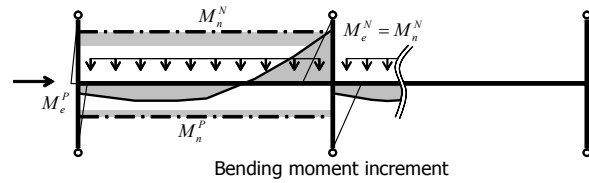
Sub-frame of a story



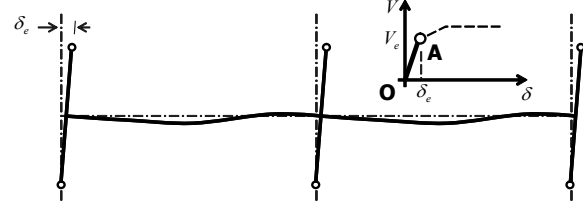
(a) Earthquake load - story drift relationship



(d) Inelastic stage: Double-hinge behavior (Path BC)

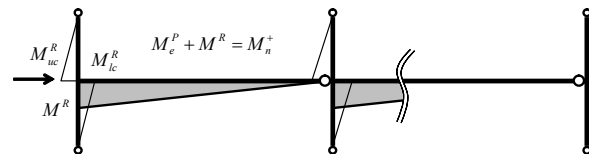


Bending moment increment

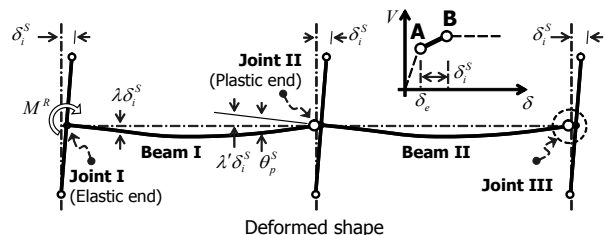


Deformed shape

(b) Elastic stage (Path OA)



Bending moment increment



Deformed shape

(c) Inelastic stage: Single-hinge behavior (Path AB)

〈그림 1〉 보-변형 모드에 의한 골조의 비탄성 거동과 보의 소성변형

을 위하여 접합부의 회전변형을 층간변위비 증분 δ_i^S 에 보정계수 λ ($0 < \lambda \leq 1.0$)를 곱한 $\lambda\delta_i^S$ 로 정의한다. Beam I의 탄성단부와 연결되는 좌측 보-기둥 접합부(Joint I)와 소성단부와 연결되는 우측 보-기둥 접합부(Joint II)의 회전변형 증분을 각각 $\lambda\delta_i^S$, $\lambda'\delta_i^S$ 로 표기한다.(그림 1(c))

한 경간 내에서 단한지거동은 탄성단부에서 강제로 모멘트 증분 M^R 을 작용시킨 단순보로 치환할 수 있다. 모멘트 증분 M^R 에 의하여 단순보의 양단부에 발생하는 회전변형은 각각 $M^R L_b / (3EI_b)$, $M^R L_b / (6EI_b)$ 이다. 따라서 보의 좌측 탄성단부에서는 식 (1)과 같이 보-기둥 접합부의 회전변형 $\lambda\delta_i^S$ 과 모멘트 재분배에 의한 회전변형 $M^R L_b / (3EI_b)$ 이 같고, 보의 우측 소성단부에 발생된 소성변형 θ_p^S 은 보-기둥 접합부의 회전변형 $\lambda'\delta_i^S$ 과 모멘트 재분배에 의한 회전변형 $M^R L_b / (6EI_b)$ 의 합과 같다.(그림 1(c)) 즉,

$$\lambda \delta_i^S = \frac{L_b}{3EI_b} M^R \quad (1a)$$

$$\theta_p^S = \lambda' \delta_i^S + \frac{L_b}{6EI_b} M^R \quad (1b)$$

여기서, M^R 는 단한지거동에 의하여 보의 탄성단부(좌측 단부)에 재분배된 모멘트 증분, θ_p^S 는 단한지거동에 의하여 보의 소성단부(우측단부)에 발생된 소성변형, EI_b 는 보의 탄성강성, L_b 는 보 경간이다. 식 (1)로부터 단한지거동에 의한 재분배된 모멘트 증분 M^R , 소성변형 θ_p^S , 층간변위비 증분 δ_i^S 의 관계를 다음 식 (2)와 (3)과 같이 재정리할 수 있다.

$$\delta_i^S = \frac{L_b}{3\lambda EI_b} M^R \quad (2)$$

$$\theta_p^S = \left(\frac{1}{2} + \frac{\lambda'}{\lambda} \right) \frac{L_b}{3EI_b} M^R \quad (3)$$

보-기둥 접합부에서 기둥의 탄성회전변형을 고려하는 보정계수 λ 및 λ' 는 부재 강성에 따라 달라진다. 접합부 상·하 기둥의 강성이 동일하다고 가정할 경우($I_c = I'_c$, $L_c = L'_c$, 그림 1(a)), 탄성이론에 의하여 λ 는 다음 식 (4)와 같다.⁽³⁾

$$\lambda = \frac{4}{4 + \frac{I_b/L_b}{I_c/h_s}} \quad (4)$$

여기서, I'_c , I_c 는 접합부 상·하 기둥의 단면2차모멘트,

L'_c , L_c 는 접합부 상·하 기둥의 길이, h_s 는 부분골조의 층높이($= L_c + L'_c$)이다. 접합부의 상·하 기둥의 단면크기가 서로 다른 경우에는 근사적으로 단면2차모멘트의 평균값을 사용하여 보정계수 λ (또는 λ')를 구한다. 보정계수 λ 는 0과 1사이의 값을 가지며, 기둥의 탄성회전변형이 전혀 없는 경우 보정계수는 $\lambda = 1.0$ 을 사용한다. 식 (4)의 보정계수는 단한지거동시 보-기둥 접합부에 탄성으로 연결된 보의 L_b 및 I_b 를 사용하여 계산하여야 한다. 즉, 그림 1(c)에 나타난 바와 같이 Joint I과 II의 보정계수는 각각 Beam I과 II의 특성값을 사용하여 구한다. 반면, 외부 보-기둥 접합부 Joint III는 탄성보가 연결되어 있지 않으므로($I_b = 0$) 보정계수는 $\lambda = 1.0$ 이다.

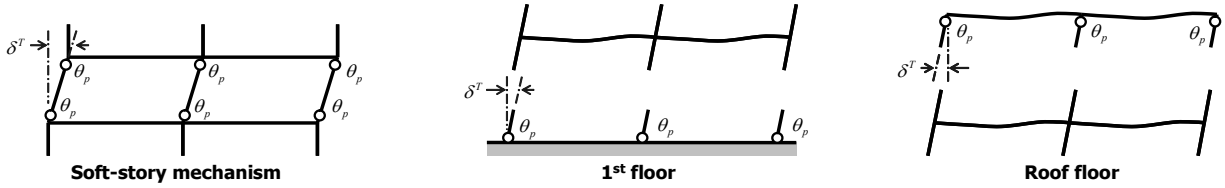
그림 1(d)는 보의 양단부에 소성힌지가 발생된 이후 부분골조의 변형을 보여준다. 보의 양단부에 소성힌지가 발생되면 부분골조가 추가적인 지진하중을 저항하지 못하고, 단지 보의 양단부에 소성변형만 발생된다. 이러한 쌍한지거동에 의한 소성변형 증분 θ_p^D 는 식 (5)와 같이 부분골조의 층간변위비 증분 δ_i^D 와 같다.

$$\delta_i^D = \theta_p^D \quad (5)$$

3. 부재 소성변형 요구량의 평가

그림 1(a)는 부분골조의 층전단력-층간변위비의 관계를 보여준다. 그림에 나타난 바와 같이 골조는 OA, AB, BC구간에서 각각 탄성거동, 단한지거동, 쌍한지거동을 보인다. 골조의 비탄성 층간변위비가 δ^T (C점)인 시점에서 보 양단부에 발생하는 최종적인 소성변형은 다음과 같다.

탄성 층간변위비 δ_e (그림 1(a)의 A점)에서 보 우측의 부모멘트 단부에서 휨항복이 처음으로 발생되며 단한지거동이 시작된다. 단한지거동이 B점(층간변위비 $\delta_e + \delta_i^S$)까지 계속되는 동안, 먼저 항복한 보 우측 부모멘트 단부에서는 소성변형 θ_p^S 가 발생된다. 보의 양단부에 휨항복이 발생되는 B점부터 C점(층간변위비 $\delta^T = \delta_e + \delta_i^S + \delta_i^D$, 그림 1(a))까지는 쌍한지거동에 의하여 보 양단부에 소성변형 θ_p^D 가 발생된다. 따라서 식 (6)과 같이 보 우측의 부모멘트 단부에 발생하는 소성변형 θ_p^N 은 단한지거동에 의한 θ_p^S 와 쌍한지거동에 의한 θ_p^D 의 합과 같고, 반면 보 좌측의 정모멘트 단부에 발생하는 소성변형 θ_p^P 은 쌍한지거동에 의한 θ_p^D 와 같다.(그림 1(a))



〈그림 2〉 기둥-변형 모드에 의한 기둥의 소성변형

$$\theta_p^P = \theta_p^D = (\delta^T - \delta_e - \delta_i^S) = \delta^T - \delta_e - \frac{L_b}{3\lambda EI_b} M^R \quad (6a)$$

$$\theta_p^N = \theta_p^S + \theta_p^D = (\delta^T - \delta_e) + \left(\frac{1}{2} + \frac{\lambda' - 1}{\lambda} \right) \frac{L_b}{3EI_b} M^R \quad (6b)$$

여기서, δ^T 는 골조의 층간변위비 요구량, δ_e 는 탄성모멘트 M_e^N 가 보의 부방향 설계휨강도 M_n^N 와 같아지는 A점(그림 1)의 탄성 층간변위비이다. 식 (6)에서 골조의 층간변위비 요구량 δ^T 는 $(\delta_e + \delta_i^S)$ 보다 커야 한다.(그림 1(a))

재분배된 모멘트 M^R 은 정방향 설계휨강도 M_n^P 와 보 좌측 정모멘트 단부에 발생하는 탄성모멘트 M_e^P 를 사용하여 다음 식 (7)과 같이 구한다.(그림 1(b)와 (c) 참조)

$$M^R = M_n^P - M_e^P \quad (7)$$

식 (6)과 (7)에서 탄성모멘트 M_e^P 및 탄성 층간변위비 δ_e 는 탄성해석으로부터 쉽게 계산된다.

그림 1에 나타난 바와 같이 식 (6)은 횡하중에 의하여 부모멘트가 발생하는 보 단부에서 먼저 휨항복이 발생하는 것으로 가정하여 유도되었다. 정모멘트가 발생하는 보 단부에서 먼저 휨항복이 발생하는 경우에도, 앞선 방법과 동일하게 식 (8)과 같이 보의 양단부에 발생하는 소성변형 요구량을 구할 수 있다.

$$\theta_p^P = \theta_p^S + \theta_p^D = (\delta^T - \delta_e) + \left(\frac{1}{2} + \frac{\lambda' - 1}{\lambda} \right) \frac{L_b}{3EI_b} M^R \quad (8a)$$

$$\theta_p^N = \theta_p^D = (\delta^T - \delta_e - \delta_i^S) = \delta^T - \delta_e - \frac{L_b}{3\lambda EI_b} M^R \quad (8b)$$

식 (8)에서 δ_e 는 정모멘트 단부의 탄성모멘트 M_e^P 가 보의 정방향 설계휨강도 M_n^P 와 같아지는 순간의 탄성 층간변위비이고, 재분배된 모멘트 M^R 은 보의 부방향 설계휨강도 M_n^N 를 사용하여 구한다.($M^R = M_n^N - M_e^N$) 보-기둥 접합부의 보정계수 λ (또는 λ') 또한 횡하중에 의하여 부모멘트가 발생하는 보의 특성값을 사용하여 구한다. (그림 1(c)에서

Joint II의 보정계수 λ 는 Beam I의 특성값을 사용하여 구하고, Joint I은 부모멘트를 받는 탄성보가 없으므로 보정계수는 $\lambda' = 1.0$ 을 사용한다.)

엄격히 말하여 식 (6)과 (8)은 한 층의 모든 보에서 동시에 휨항복이 시작되는 경우에 적용하여야 하지만, 그렇지 않은 경우라도 근사적으로 식 (6)과 (8)을 사용하여 보의 소성변형 요구량을 구할 수 있다. 이 경우 보에서 휨항복이 시작되는 순간의 탄성 층간변위비를 나타내는 δ_e 는 탄성해석 결과를 사용하여 각 경간의 보마다 독립적으로 결정된다. 이와 같이 각 경간의 보에서 독립적으로 결정된 δ_e 는 항상 보에서 실제 휨항복이 시작되는 층간변위비보다 작는데, 그 이유는 인접한 경간의 비탄성변형의 영향이 고려되지 않기 때문이다. 하지만 이렇게 저평가된 δ_e 는 보의 소성변형을 실제보다 다소 보수적으로 평가하게 해준다.

한편, 그림 2에 나타난 바와 같이, 기둥의 모멘트강도가 충분하지 않은 경우에는 기둥에 소성변형이 발생할 수 있다. 이 경우 부분골조에 발생한 모든 비탄성변형 ($\delta^T - \delta_e$)이 보-기둥 접합부의 상부 또는 하부 기둥 소성힌지에 집중된다. 따라서 접합부 상부 또는 하부 기둥의 소성힌지에 집중된 회전변형의 크기는 근사적으로 다음 식 (9)와 같다.

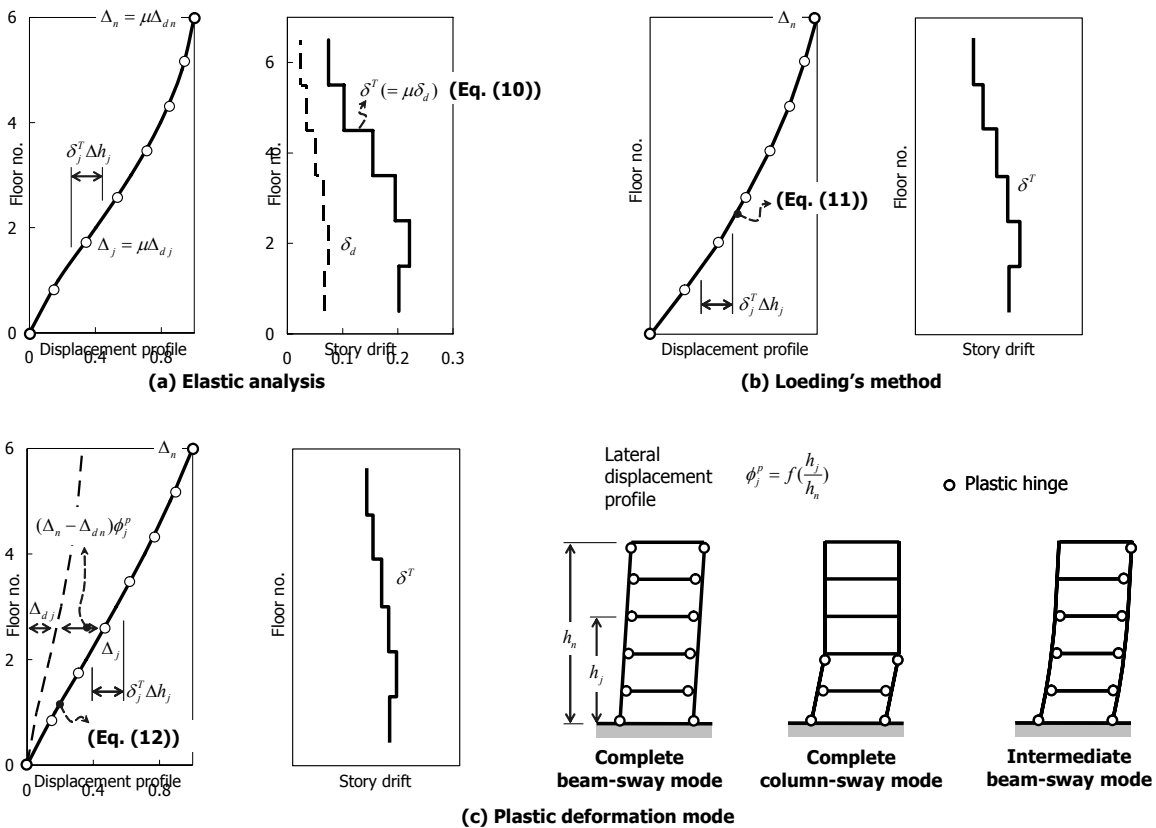
$$\theta_p = \delta^T - \delta_e \quad (9)$$

그림 2에 나타난 바와 같이, 식 (9)는 주로 1층 기둥하부, 지붕층 기둥상부 등과 같이 소성힌지의 발생이 허용된 기둥의 소성변형을 평가하는데 사용된다.

3. 층간변위비 요구량

내진평가 및 설계시 식 (6), (8), (9)를 사용하여 부재 소성변형을 예측하기 위해서는, 모멘트골조의 각 층에 요구되는 층간변위비 δ^T 를 예측하여야 한다. 본 연구에서는 다음의 세 가지 방법을 사용하여 각 층에 요구되는 설계목표 층간변위비를 결정한다.

1) 등가정적방법^{1,2)}에서 널리 사용되는 층간변위비 평가방



〈그림 3〉 내진설계를 위한 모멘트골조 각 층의 층간변위비 요구량

법으로서, 설계지진하중에 대한 탄성해석으로 구한 층간 변위비 δ_d 에 모멘트골조의 요구연성도 μ (또는 변위증폭 계수 C_d)를 곱하여 비탄성 층간변위비 요구량 δ^T 를 식 (10)과 같이 결정한다.(그림 3(a))

$$\delta^T = \mu \delta_d \quad \text{or} \quad C_d \delta_d \quad (10)$$

2) Loeding et al.⁴⁾과 Priestley⁵⁾ 등에 의하면, 지진하중에 의하여 비탄성거동을 보이는 정형의 모멘트골조는 근사 적으로 다음 식 (11)과 같은 건물높이에 따른 층변위 분 포를 갖는다.(그림 3(b))

$$\Delta_j = \Delta_n \frac{h_j}{h_n} \quad \text{for } n \leq 4 \quad (11a)$$

$$\Delta_j = \Delta_n \frac{h_j}{h_n} \left(1 - \frac{(n-4)h_j}{32h_n} \right) \left(\frac{32}{36-n} \right) \quad \text{for } 4 \leq n \leq 20 \quad (11b)$$

$$\Delta_j = \Delta_n \frac{h_j}{h_n} \left(2 - \frac{h_j}{h_n} \right) \quad \text{for } n \geq 20 \quad (11c)$$

여기서, n 은 건물의 층수, Δ_j , Δ_n 는 $j(=1, 2, \dots, n)$ 번째 층 및 최상층(n 층)의 횡변위, h_j , h_n 는 지상 바닥으로부터 j 번째층 및 최상층의 높이이다.

설계목표 지붕층변위 Δ_n 이 결정되면, 식 (11)의 층변 위 분포로부터 모멘트골조 각 층의 층간변위비 요구량 δ^T 가 직접적으로 계산된다.

3) 건물의 소성메커니즘을 가정하여 내진설계를 수행하는 경우에는, 소성변형 모드를 고려하여 건물의 층변위 분 포를 식 (12)과 같이 가정할 수 있다.(그림 3(c))

$$\Delta_j = \Delta_{dj} + (\Delta_n - \Delta_{dn} \phi_j^p) \quad (12)$$

여기서, Δ_{dj} , Δ_{dn} 는 설계지진하중에 대한 탄성해석으 로 구한 j 층 및 최상층(n 층)의 탄성횡변형, ϕ_j^p 는 설계시 고려된 소성메커니즘에 의한 건물의 층변위 분포로서 ϕ_n^p 는 1.0이다.

그림 3(c)에 나타난 바와 같이, 층간변위비 요구량 δ^T 결정시 내진설계 전략에 따라 보-변형 모드(Beam-Sway Mode), 기둥-변형 모드(Column-Sway Mode), 중간 보-변형 모드(Intermediate Beam-Sway Mode) 등 다양한 소성변형 모드를 사용할 수 있다. 보-변형 및 기둥-변형 모드의 경우 골조의 소성변형 메커니즘으로부터 층변위 분포 ϕ_j^p 가 쉽게 결정된다. 하지만 대부분의 모멘트골조는

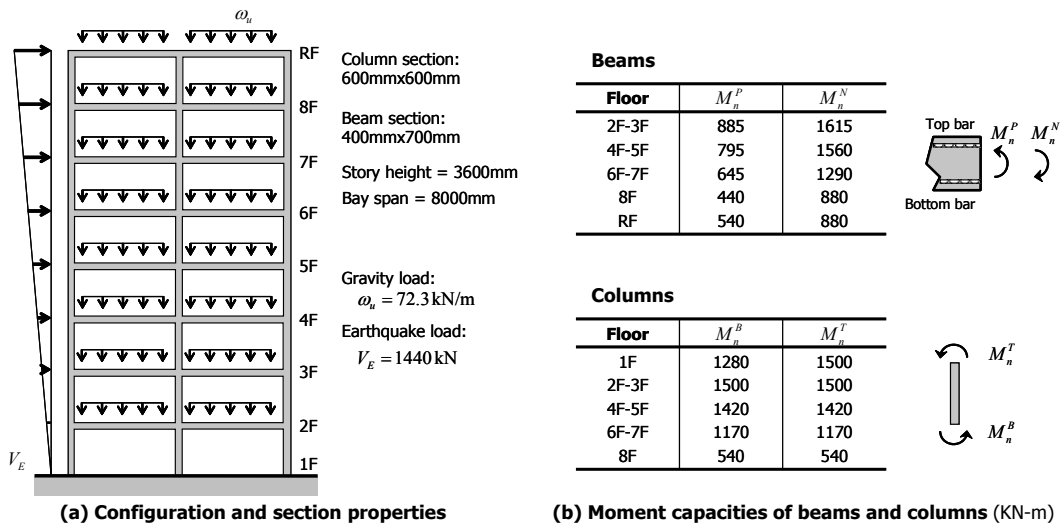
지진에 의하여 큰 비탄성변형을 겪더라도 완전한 소성변형 메커니즘이 형성되지 않는다. 일반적으로 정형의 다층 모멘트골조는 중·하층의 보에서는 소성변형이 크게 발생되지만 상층부의 보와 기둥은 대체로 탄성상태로 존재하는 중간 보-변형 모드를 나타낸다. 특히 한계연성도 (limited Ductility)가 요구되는 건물의 경우에는 더욱 그러하다. 이와 같이 불완전한 소성메커니즘이 발생하는 경우에는 소성힌지의 위치를 한지접합으로 변경한 구조모델에 대하여 탄성해석을 수행함으로써, 근사적으로 소성변형 모드에 의한 층변위 분포 ϕ_j^p 를 구한다.(4장 참조)

4. 검증

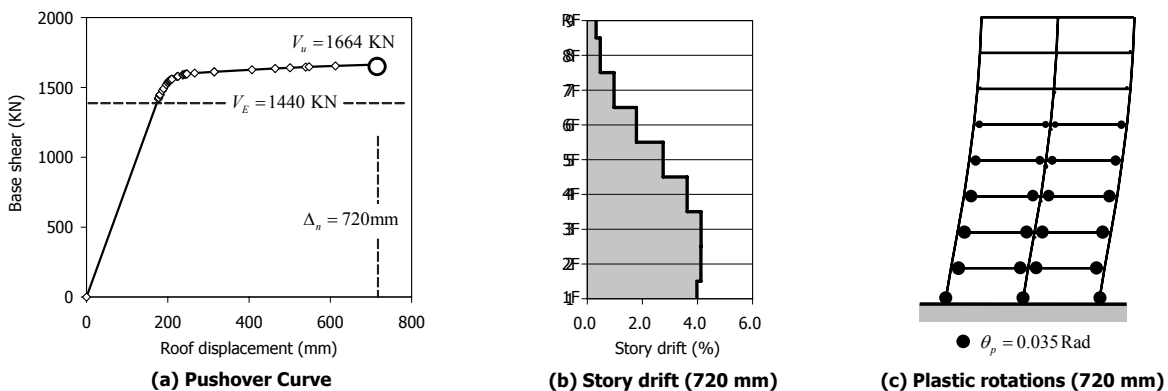
제안된 방법을 적용하여 8층 2경간의 철근콘크리트 모멘트골조의 부재 소성변형 요구량을 평가하였다. 그림 4(a)는 설계대상 모멘트골조를 보여주는데, 경간은 8000 mm이고 층고는 3600 mm이다. 모든 층에서 기둥과 보의 단면 크기는 각각 600 mm × 600 mm, 400 mm × 700 mm이다. 기

둥과 보의 탄성 균열강성은 각각 $0.7E_cI_g$, E_cI_g (슬래브 영향 포함)로 가정하였다.(KBC 2005) 여기서, E_c = 콘크리트 탄성계수로서 24.4 GPa이고, I_g = 전체 단면에 대한 단면2차 모멘트이다. 각 층의 보에 작용하는 계수중력하중으로 $\omega_u = 72.3$ kN/m을 사용하였고, 등가정적 지진하중으로 밑면전단력 $V_E = 1440$ kN을 층높이에 비례하는 삼각형 형태로 분포시켰다.²⁾ 본 예제에서는 설계기준에 제시되는 강도감소계수를 고려하지 않았다.

예제골조에 대하여 설계실무에서와 동일하게 탄성해석에 기반한 등가정적설계를 수행하였다. 그림 4(b)는 탄성 등가정적설계로부터 결정한 보, 기둥 등 부재의 설계휨강도 M_n 을 보여준다. 보와 기둥은 매 2개층씩 그룹핑하여 설계하였다. 설계시 탄성해석으로 구한 그룹 내 부재들의 정방향 및 부방향 탄성모멘트 중 최대값들을 각각 설계휨강도 M_n^P 및 M_n^N 으로 결정하였다. 만약 정방향 휨강도 M_n^P 가 부방향 휨강도 M_n^N 의 절반보다 작은 경우, $0.5M_n^N$ 을 부재의 정방향 휨강도 M_n^P 로 사용하였다. 강기둥-약보 거동을 보이도록,



〈그림 4〉 8층 2경간 모멘트골조와 보, 기둥의 설계휨강도



〈그림 5〉 예제골조의 비선형해석 결과

모든 보-기둥 접합부에서 기둥의 휨강도 ΣM_{nc} 가 보의 휨강도 ΣM_{nb} 의 1.2배보다 크도록 설계하였다.⁽⁶⁾ 하지만, 1층 기둥 하부 및 지붕층 기둥 상부의 경우 소성변형이 발생할 수 있도록, 탄성해석으로 구한 모멘트를 설계휨강도로 사용하였다.

DRAIN-2DX⁽⁷⁾를 사용하여 설계된 골조에 대한 비선형 해석을 수행하였다. 각 부재 단부의 소성힌지 항복강도는 그림 4(b)에 나타난 설계휨강도($M_n^N, M_n^P, M_n^T, M_n^B$)를 사용하였으며, 각 소성힌지에서는 완전 탄성-완전소성(항복이 후강성= 0) 모델을 사용하였다. 그림 5(a)는 비선형 해석으로 구한 밀면전단력-지붕층변위 관계를 보여주는데, 비선형 해석은 지붕층변위가 720 mm (2.5% 변위비)에 이를 때까지 변위제어로 수행되었다. 그림 5(b)와 (c)는 각각 지붕층 변위가 $\Delta_n = 720$ mm인 시점에 각 층에 발생된 층간변위비 및 부재소성변형 분포를 보여준다. 비선형해석 결과, 모멘트 골조는 설계지진하중 V_E 를 초과하자마자 주로 2 ~ 6층 바닥의 보 양단부에 소성변형이 집중적으로 발생되었으며, 종국적으로 약 16 %의 초과강도를 나타냈다. ($V_u=1664$ KN) 본 설계예제에서는 강기둥-약보 설계를 위하여 보-기둥 접합부에서 기둥의 휨강도가 보의 휨강도보다 1.2배 크도록 설계하였음에도 불구하고, 중간층의 내부 기둥에서 휨항복이 다소 발생하는 것으로 나타났다. 하지만, 그림 5(c)에 나타난 바와 같이 중간층 내부 기둥의 소성변형은 보에 비하여 매우 작았다.

4.1 부재변형평가방법의 검증

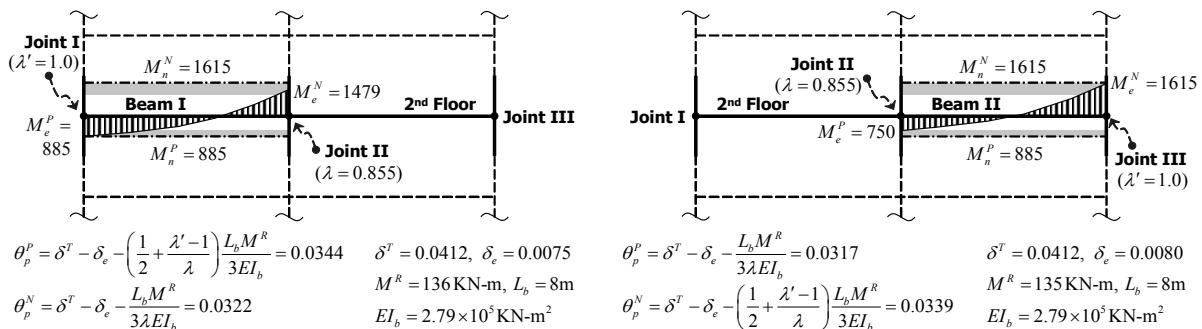
제안된 방법을 이용한 부재소성변형 평가의 절차는 다음과 같다.

- 1) 설계지진하중에 대하여 골조의 탄성해석을 수행하고, 각 부재의 설계휨강도 M_n 을 결정한다.
- 2) 설계지진에 의하여 각 층에 요구되는 층간변위비 δ^T 를 구한다.

- 3) 소성변형을 구하고자 하는 대상 보를 결정한다. 편의상 i 층 부분골조의 j 경간의 보에 요구되는 소성변형을 구한다고 가정한다.
- 4) 탄성해석 결과로부터 i 층 j 경간 보의 한쪽 단부에서 처음으로 휨항복이 발생하는 시점(즉, 탄성모멘트 M_e 가 부재의 설계휨강도 M_n 와 같아지는 시점)을 결정하고, 이때의 i 층의 탄성층간변위비 δ_e 와 j 경간 보의 나머지 탄성 단부에 발생된 탄성모멘트 M_e^R 를 구한다.
- 4) 식 (7)로부터 i 층 j 경간 보의 탄성단부로 재분배되는 모멘트 M^R 의 크기를 구한다.
- 5) 식 (6) 또는 (8)을 사용하여 i 층의 층간변위비요구량 δ^T 에 의하여 j 경간 보의 양단부에 발생하는 소성변형 θ_p 를 구한다.
- 6) 모든 층과 경간의 보에 대하여 3) ~ 5)의 계산과정을 수행한다.
- 7) 1층 또는 지붕층 기둥과 같이 휨항복이 예상되는 기둥의 경우 식 (9)를 사용하여 기둥의 소성변형을 구한다.

제안한 부재소성변형 평가방법(식 (6), (8), (9))의 정확성을 검증하기 위하여, 제안된 방법과 비선형해석으로 구한 보 양단부 소성힌지의 소성변형을 비교하였다. 각 부재의 설계휨모멘트는 그림 4(b)에 나타나 있다. 동등한 비교가 가능하도록 $\Delta_n = 720$ mm에서 비선형해석으로 예측된 층간변위비(그림 5(b))를 각 층의 층간변위비 요구량 δ^T 로 사용하여 각 부재 소성변형을 평가하였다. 대표적으로 2층 바닥보의 소성변형을 구하는 과정을 예시하였다.

그림 6은 2층 바닥보의 소성변형을 평가하는 과정을 보여준다. 좌측 경간의 Beam I의 경우 설계지진하중 V_E 의 106 %가 작용하는 시점에 보 좌측의 정모멘트 단부에서 먼저 휨항복이 발생되었다. ($M_e^P = M_n^P = 885$ kN-m, 그림 6(a)) 이때 Beam I의 우측 단부의 탄성모멘트 M_e^N 와 2층의 탄성층간변위비 δ_e 는 각각 1479 kN-m, 0.0078이고, 보의 우측



〈그림 6〉 부재 소성변형평가 예제: 예제 모멘트골조의 2층 바닥보

단부에서 재분배된 모멘트는 $M^R = M_n^N - M_c^N = 136 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 이다. Beam I의 경우 양단부 보-기둥 접합부의 보정계수가 각각 $\lambda = 0.855$ (Joint II) 및 $\lambda' = 1.0$ (Joint I)이다. 비선형해석으로 구한 2층의 층간변위비 요구량은 $\delta^T = 0.0412$ 이므로, Beam I의 양단부에 요구되는 부재 소성변형은 식 (8)으로부터 $\theta_p^R = 0.0344 \text{ Rad}$, $\theta_p^N = 0.0322 \text{ Rad}$ 이다.

반면 우측 경간의 Beam II의 경우 설계지진하중 V_E 의 112%가 작용하는 시점에 보 우측의 부모멘트 단부에서 먼저 휨항복이 발생되었다. ($M_c^N = M_n^N = 1615 \text{ kN}\cdot\text{m}$, 그림 6(b)) 이때 Beam II 좌측 단부의 탄성모멘트 M_c^P 와 2층의 탄성 층간변위비 δ_c 는 각각 $750 \text{ kN}\cdot\text{m}$, 0.0080 이고, 식 (7)로부터 보의 좌측 단부에서 재분배된 모멘트는 $M^R = M_n^P - M_c^P = 135 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 이다. Beam II의 경우 보정계수가 각각 $\lambda = 0.855$ (Joint II) 및 $\lambda' = 1.0$ (Joint III)이다. 2층의 층간변위비 요구량이 $\delta^T = 0.0412$ 이므로, Beam II의 양단부에 요구되는 부재 소성변형은 식 (6)으로부터 $\theta_p^R = 0.0317 \text{ Rad}$, $\theta_p^N = 0.0339 \text{ Rad}$ 이다.

동일한 방법을 사용하여 2, 4~7층 바닥 보의 양단부에 요구되는 소성변형을 구한다. 다만, 8층 바닥 보의 경우 거의 탄성상태에 있으므로 ($\delta^T < \delta_c + \delta_s^B$), 제안된 방법을 적용하지 않았다.

1층 기둥 하부에 발생된 소성변형은 다음과 같이 구한다. 비선형해석으로 구한 1층의 층간변위비 요구량은 $\delta^T = 0.0364$ 이다. 탄성해석 결과, 1층의 좌측, 중간, 우측의 기둥 하부에서 각각 설계지진하중 V_E 의 124%, 100%, 110%가 작용하는 시점에서 휨항복이 발생되었다. 설계지진하중

V_E 의 124%, 100%, 110%에 대응하는 1층의 탄성 층간변위비 δ_c 는 0.0068, 0.0055, 0.0060 이므로, 1층의 좌측, 중간, 우측 기둥 하부에 발생된 소성변형은 각각 $\theta_p = \delta^T - \delta_c = 0.0330, 0.0343, 0.0338 \text{ Rad}$ 이다.

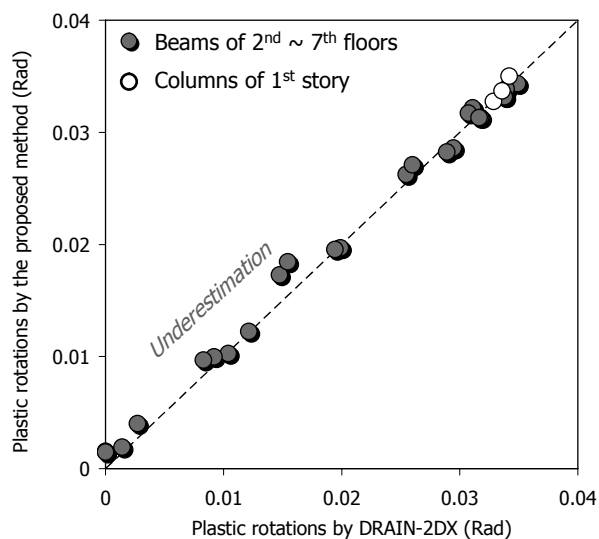
그림 7은 제안된 방법과 비선형해석으로 구한 보와 기둥의 소성변형을 비교하여 보여준다. 제안된 방법은 보와 기둥의 소성변형을 매우 정확히 예측하였다. 그림 5(c)에 나타난 바와 같이 모든 보-기둥 접합부에서 기둥 휨강도의 합이 보 휨강도의 합보다 1.2배 크도록 설계하였음에도 불구하고, 중간층의 기둥이 일부 휨항복하면서 약간의 소성변형이 발생되었다. 이러한 기둥 소성변형의 영향으로, 기둥의 탄성 거동을 가정하여 제안된 본 연구의 부재 소성변형평가 방법이 보의 소성변형이 다소 저평가하였다.

4.2 층간변위비 요구량에 대한 검증

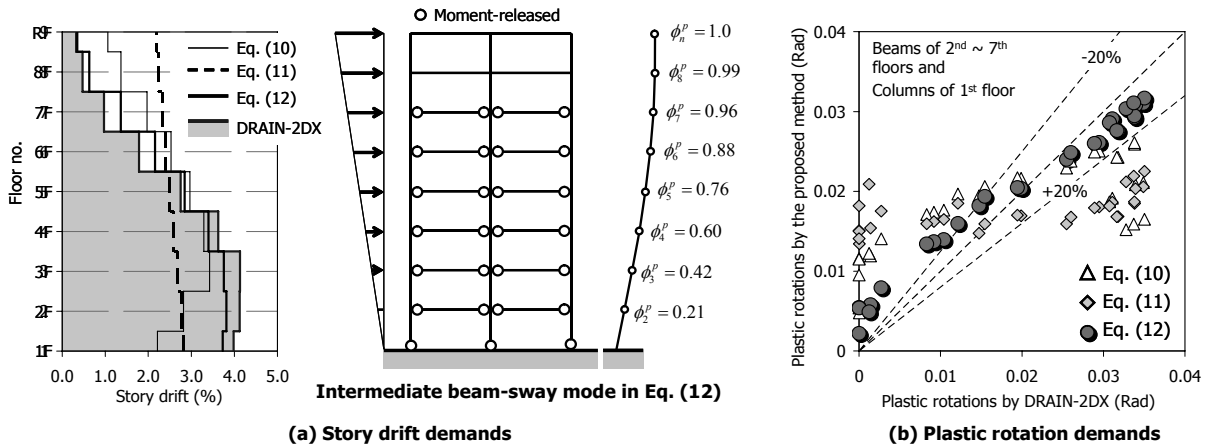
모멘트골조의 각 층에 요구되는 층간변위비를 정확히 예측하기 위해서는 비선형해석을 수행하여야 하지만, 설계 실무에서는 이러한 비선형해석을 사용하기 어렵다. 따라서 본 논문의 3장에서는 근사적인 층간변위비 요구량 예측방법을 제시하였다. 본 장에서는 3장에 제시된 층간변위 요구량의 유효성을 비교/평가하였다.

그림 8(a)는 지붕층변위 $\Delta_n = 720 \text{ mm}$ (변위비 2.5%)를 사용하여 구한 각 층의 층간변위비 요구량 δ^T 를 보여주는 데, 3장에서 소개된 세 가지 방법(식 (10) ~ (12))을 사용하여 구하였다. 식 (10)에서는 지붕층층변위 Δ_n 를 항복변위 Δ_y 로 나누어 구한 변위연성도 $\mu (= \Delta_n / \Delta_y)$ 를 사용하여 각 층의 층간변위비 요구량 δ^T 을 결정하였다. 여기서, Δ_y 는 건물 지붕층에서의 항복변위로서 근사적으로 설계지진하중 V_E 에 대한 탄성해석으로 구한 지붕층변위 Δ_{in} 를 사용하였다. ($\Delta_y = 182 \text{ mm}$) 식 (12)에서는, 그림 8(a)에 나타나 있는 중간 보-변형 모드를 사용하여 소성메커니즘에 의한 층변위 형상 ϕ_j^B 를 구하였다. 즉, 2~6층 바닥보의 양단에 힌지를 설치한 모멘트골조에 대한 탄성해석을 수행하고, 이로부터 구한 횡방향 층변위를 중간 보-변형 모드에 의한 층변위 형상 ϕ_j^B 으로 사용하였다.

그림 8(a)에 나타난 바와 같이, 각 층간변위비 요구량 δ^T 는 실제 비선형해석으로 구한 층간변위비와 다소 차이를 나타냈다. 식 (10) 및 (11)로 예측한 층간변위비 요구량은 저층부에서는 크게 저평가되었고 반면 고층부에서는 크게 과평가 되었다. 이러한 부정확한 층간변위비 요구량으로 인하여, 그림 8(b)에 나타난 바와 같이 보와 기둥 등 각 부재에



〈그림 7〉 부재 소성변형 평가방법 검증



〈그림 8〉 층간변위비 요구량 평가방법의 검증

서 예측된 소성변형이 비선형해석 결과와 크게 달랐다. 반면, 중간 보-변형 모드에 의한 소성메커니즘을 반영한 식 (12)로 예측한 층간변위비 요구량은 비선형해석과 대체로 유사하였고(그림 8(a)), 그 결과 제안된 방법으로 예측된 보와 기둥의 소성변형이 비선형해석에 의한 것과 큰 차이를 보이지 않았다.(그림 8(b))

5. 실무 적용

실무설계에서는 부재 전체에 동일한 연성상세를 적용하므로, 모든 소성힌지의 변형을 전부 계산할 필요는 없고 단지 최대소성변형만을 간편하게 평가하여 설계에 반영하는 것으로 충분하다. 특히 정형 연성모멘트골조의 경우 보와 기둥 부재에 요구되는 최대소성변형은 다음과 같다.

식 (6)에 나타난 바와 같이 보의 소성변형은 층간변위비에 비례하므로, 요구 층간변위비 δ^T 가 최대인 층에서 보의 소성변형이 가장 크다. 한 층의 경간 내에서도 휨항복이 먼저 발생하는 보 단부에 발생하는 소성변형(식 6(b)와 8(a))이 더 크다. 또한 기둥의 탄성휨변형은 보에 비하여 상대적으로 작으므로, 근사적으로 보-기둥 접합부의 보정계수를 $\lambda = \lambda' = 1.0$ 으로 사용한다. 따라서 식 6(b)와 8(a)로부터 보에 발생하는 최대소성변형은 다음 식 (12)과 같다.

$$\theta_{pmax} = \delta_{max}^T - \delta_c + \frac{L_b}{6EI_b} M^R \quad (12)$$

여기서, θ_{pmax} 는 보에 발생하는 최대 소성변형 요구량, δ_{max}^T 는 층에 요구되는 최대 층간변위비이다.

기둥의 경우에는 식 (9)를 사용하여 요구 층간변위비로부터 소성변형 요구량을 구한다.

6. 결론

본 연구에서는 복잡한 비선형해석 없이 탄성해석 결과에 근거하여 모멘트골조 부재의 소성변형을 평가하는 방법을 개발하였다. 개발한 방법은 각 층의 층간변위비 요구량을 예측한 다음, 탄성해석 결과를 근거로 모멘트 재분배를 고려하여 부재의 소성변형 요구량을 직접적으로 예측한다.

검증을 위하여 제안된 방법을 8층 2경간 모멘트골조에 적용하여 보와 기둥의 소성변형 요구량을 구하고, 그 결과를 비선형해석과 비교하였다. 비교 결과 제안된 부재소성변형 평가방법은 모멘트 재분배와 같은 비탄성거동을 고려하여 부재의 소성변형 요구량을 매우 정확히 평가하는 것으로 나타났다. 또한 예측된 부재 소성변형은 모멘트골조의 층간변위비 요구량에 의하여 영향을 크게 받았고, 따라서 내진설계시 각 부재에 요구되는 소성변형을 정확히 예측하기 위해서는 비선형거동에 의하여 각 층에 요구되는 층간변위비 요구량을 합리적으로 예측하는 것이 필요한 것으로 나타났다.

본 연구에서는 실무 적용의 편의를 위하여 건물 전체의 부재소성변형 중 최대값을 간단히 계산할 수 있는 평가식을 제시하였다. 제시된 방법은 부재소성변형 평가를 위한 간략법으로서 기존건물의 내진평가 및 신축건물의 내진설계 실무에 편리하게 사용될 수 있을 것으로 판단된다.

참고 문헌

1. International Code Council, 2009 International Building Code, International Code Council, INC., 676, 2009.
2. 대한건축학회, 건축구조설계기준, KBC, 597, 2005.
3. 엄태성, 박홍근, “지진하중을 받는 철근콘크리트 모멘트골조의 모멘트재분배와 소성변형,” 한국콘크리트학회논문집, 21권 2호, 217-226, 2009.

4. Loeding, S. Kowalsky, M.J., and Priestley, M.J.N., Displacement-based design methodology applied to R.C. Building frames, *Report SSRP 98/06*, Structures Department, UCSD, 296, 1998.
5. Priestley, M. J. N., "Performance Based Seismic Design," *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, 2000.
6. American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-05 and ACI 318R-05, Farmington Hills, Michigan, USA., 430, 2005.
7. Prakash, V., Powell, G. H., and Campbell, S., DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide - version 1.10., *SEMM Report No. 93/17*, Univ. of California, Berkeley, Calif., USA., 90, 1993.