



철근콘크리트 기둥의 성능기반설계를 위한 주철근비

김창수^{1)*} · 박홍근¹⁾

¹⁾서울대학교 건축학과

Longitudinal Reinforcement Ratio for Performance-based Design of Reinforced Concrete Columns

Chang-Soo Kim^{1)*} and Hong-Gun Park¹⁾

¹⁾Dept. of Architecture, Seoul National University, Seoul 151-744, Korea

ABSTRACT The longitudinal reinforcement ratio for the performance-based design of columns was studied. Unlike the existing design codes using uniform minimum reinforcement ratio and effective stiffness for all columns, the longitudinal reinforcement ratio of columns was defined as the function of various design parameters. To evaluate the minimum reinforcement ratio, two conditions were considered: 1) prevention of passive yielding of compression re-bars due to the creep and shrinkage of concrete under sustained service loads; and 2) ultimate flexural strength greater than the cracking moment capacity to maintain the ductility of columns for earthquake design. In addition, the effective flexural stiffness of columns for structural analysis was determined according to the longitudinal reinforcement ratio. The design method addressing the three criteria was proposed. The proposed method was applied to a design example.

Keywords : reinforced concrete column, longitudinal reinforcement, creep and shrinkage, ductility, effective stiffness

1. 서 론

일반적으로 기둥은 축력과 휨을 동시에 받는 부재로서, 단면의 극한강도에 기반하여 설계되며, 주철근량은 하중 조합에 대하여 압축-휨 상호작용(*P-M interaction*)에 의하여 결정된다. 그러나 기둥에 요구되는 다양한 성능을 만족시키기 위해서는 극한강도 이외에 사용성, 연성능력, 유효강성 등을 고려하여 주철근을 결정할 필요가 있다.

현재 국내 KCI¹⁾와 미국 ACI 318-08²⁾의 설계기준에서는 기둥 주철근의 최소철근비로서 1%를 모든 기둥에 일률적으로 적용하고 있다. 이 최소철근비 규정은 1930년대(1935년 채택)에 만들어진 것으로서,³⁾ 지속적인 사용 압축응력 하에서 콘크리트의 크리프와 건조수축에 의해 주철근이 항복하는 것을 방지하기 위해 제정되었다. 기둥의 크기는 구조안전을 위하여 결정되지만, 최근에는 건축적·의장적·시공적 요인 등에 의해서도 결정되기 때문에 구조안전상의 요구보다 큰 단면의 기둥이 사용되는 경우가 많다. 따라서 철근콘크리트 기둥의 최대 20~30%가량이 최소철근비에 의하여 주철근의 양이 결정될 수 있다. 특히, 이 규정은 콘크리트 공칭강도의 경우 13.8~

34.5 MPa(2,000~5,000 psi), 철근 항복강도의 경우 269~372 MPa(39~54 ksi) 등 중·저강도 재료에 기반하여 만들어진 것이기 때문에, 고강도 재료의 사용이 일반화될 경우에는 최소철근비로 설계되는 기둥이 더 증가할 가능성이 있다.

일반적으로 보의 설계에서는 휨균열에 의한 조기 취성 파괴를 방지하기 위하여 최소철근비가 요구되고 있다. 압축력이 작거나 인장을 받는 기둥에서도 철근량이 적거나 인장력을 받을 경우 휨에 의한 조기 취성파괴가 발생할 수 있으며, 또한 내진성능이 요구되는 기둥에서도 최소한의 연성능력을 발휘하기 위해서는 휨균열에 의한 취성 파괴를 방지해야 한다. 따라서 기둥의 연성능력을 확보하기 위해서는 최소철근비가 요구된다.

한편, 구조해석에 사용되는 강성(균열 후 유효강성)의 크기에 따라 힘의 분배가 달라지므로, 성능기반설계를 위해서는 구조해석시 사용한 유효강성과 강도설계에 의해 결정된 철근비에 따른 유효강성이 일치하여야 한다. ACI 318에서는 MacGregor and Hage⁴⁾의 연구에 기반하여 탄성해석시 전통적으로 $0.70 I_g$ 를 기둥의 유효휨강성으로서 사용해왔다(I_g = 콘크리트 전단면의 단면2차모멘트). 그러나 최근의 연구⁵⁻¹³⁾에 의하면, 기둥의 유효강성은 축력과 기둥의 철근비 등에 의해 큰 영향을 받는다. 따라서 강도뿐만 아니라 강성요구도 동시에 만족할 수 있는 설계 방법이 요구된다.

*Corresponding author E-mail: mukan05@snu.ac.kr

Received July 30, 2009, Revised October 19, 2009,

Accepted November 19, 2009

©2010 by Korea Concrete Institute

이와 같이 기둥의 성능기반설계를 위해서는 극한강도 이외에 사용성, 연성능력, 유효강성 등의 다양한 변수를 고려하여 주철근이 결정되어야 한다. 이 연구에서는 극한강도와 1%의 최소철근비에 근거한 기존의 설계방법을 개선하여, 다양한 성능을 만족시킬 수 있는 기둥 주철근의 설계방법을 제안하였다. 이를 위하여 다음 세 가지 기둥의 성능을 고려하였다.

- 1) 콘크리트의 장기변형에 의한 주철근의 조기항복 방지
- 2) 내진설계를 위한 기둥의 연성 확보
- 3) 철근비에 따른 유효강성의 변화

2. 콘크리트의 장기변형에 대한 최소철근비

기존연구에 의하면, 일반적으로 최소철근은 콘크리트의 장기변형에 의한 주철근의 조기항복 방지와 콘크리트 인장균열의 억제를 위하여 요구된다. R. E. Davis and H. E. Davis의 실험연구 등^{14,21)}에 의하면, 콘크리트의 장기적인 크리프와 건조수축변형에 의하여 기둥의 압축력은 점진적으로 주철근으로 전이되며, 철근비가 작은 기둥의 경우 주철근의 압축력이 증가하여 사용하중상태에서도 항복이 발생하게 되어 기둥의 강성이 감소할 수 있다. 이러한 실험 결과에 근거하여 ACI Committee 105(1933년 권고)에서는 띠철근기둥과 나선철근기둥에 대하여 각각 최소철근으로서 0.5%, 1%를 제안하였으며, 이에 근거하여 ACI 318에서는 1936년 이후부터 전통적으로 최소철근비를 1%로 규정하고 있다. ASCE-ACI Committee 441 (reinforced concrete columns)에서는, 최근 연구를 통해 최소철근비를 약 0.5%로 낮춰야 한다고 지적하고 있다.²²⁾ 한편, 뉴질랜드기준(NZS 3101)²³⁾에서는 0.8%를 제안하고 있으며, Eurocode²⁴⁾에서는 식 (1)과 같이 설계하중과 철근 항복강도의 함수로써 최소철근량 $A_{st,min}$ 을 제안하고 있다.

$$A_{st,min} = 0.1 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} (\geq 0.002A_c) \quad (1)$$

여기서 N_{Ed} = 설계축하중, f_{yd} = 주철근의 설계항복강도. Eurocode에서 최소철근비의 최저한계값은 0.2%로서 ACI 318의 1%와는 크게 차이가 난다.

Lin and Furlong²⁵⁾은 콘크리트의 장기변형과 콘크리트와 철근 사이의 힘의 평형관계 등을 이용하여 콘크리트와 철근의 강도, 그리고 고정하중에 대한 적재하중의 비율 등에 따른 최소철근비를 수식과 표로서 제안하였다. 또한 인장균열을 억제하기 위한 최소철근비도 제안하였다. Zichl et al.²²⁾의 연구에 의하면, Lin and Furlong의 제안식을 이용할 경우, ACI Committee 209²⁶⁾에서 정의하는 표준조건하 장기변형의 극한값(크리프계수 $\phi_{cr} = 2.35$, 건조수축변형률 $\epsilon_{sh} = 0.0008$)에서는 일반적인 경우 현행 1% 보다 적은 최소철근비가 요구되지만, 극단적인 조건($\phi_{cr} = 4.15$, $\epsilon_{sh} = 0.00107$)에서는 오히려 1% 이상으로 최소철근비를 증가시킬 필요가 있다고 언급하였다. 이러한 연구 결과

들은 현재의 일률적인 최소철근비 규정에 개선이 필요하며, 다양한 영향변수를 구체적으로 고려해야 함을 의미한다.

2.1 최소철근비의 유도

콘크리트 기둥은 경화되는 동안 건조수축변형이 발생하며, 압축하중이 가해지게 되면 탄성 즉시처짐과 더불어 장기적으로 크리프변형이 발생한다(Fig. 1(a)). 반면에 철근은 건조수축이나 크리프가 발생하지 않으므로 콘크리트와 철근사이에는 변형의 차이가 발생한다. 따라서 변형적합조건에 의해 콘크리트와 철근사이에 하중전이가 발생하며, 철근에 추가적인 인장력 N_i 가 발생하여 항복을 일으킬 수 있다.

사용하중 $N(=N_c+N_s)$ 과 크리프와 건조수축 발생 후 불균형력 N_i 에 의한 철근콘크리트 기둥의 총 변형률 ϵ_t 는 다음과 같이 정의할 수 있다(Fig. 1).

$$\epsilon_t = \epsilon_e + \epsilon_i = \frac{N}{(EA)_{rc}} + \frac{N_i}{(EA)_{rc}} \quad (2)$$

여기서 $(EA)_{rc} = E_c A_c + E_s A_{st}$ = 철근콘크리트의 총 강성, E_c = 콘크리트의 탄성계수, A_c = 콘크리트의 순단면적, E_s = 철근의 탄성계수, A_{st} = 철근의 단면적. 콘크리트의 탄성계수 E_c 는 근사적으로 재하순간(t_0)의 탄성계수 $E_c(t_0) = (4700 \sqrt{f'_c(t_0)})$ (MPa)를 사용한다.

콘크리트의 장기변형에 따라 발생하는 불균형력 N_i 에 의하여 콘크리트에 발생하는 추가변형률 ϵ_{ci} 와 철근에 발생하는 추가변형률 ϵ_{si} 는 다음과 같이 정의된다.

$$N_i = \epsilon_{ci} E_c A_c = \epsilon_{si} E_s A_{st} \quad (3)$$

이때 콘크리트와 철근의 추가변형률의 합은 콘크리트의 건조수축변형률 ϵ_{cr} 과 크리프변형률 ϵ_{sh} 의 합과 동일하다.

$$\epsilon_{ci} + \epsilon_{si} = \epsilon_{cr} + \epsilon_{sh} \quad (4)$$

식 (2), (3), (4)로부터 총 변형률은 다음과 같이 재 정의할 수 있다.

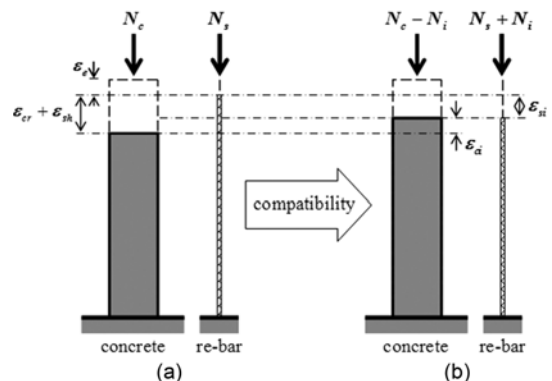


Fig. 1 Load transfer between concrete and re-bar due to creep and shrinkage

$$\begin{aligned}\varepsilon_t &= \frac{N}{(EA)_{rc}} + \frac{(EA)_c}{(EA)_{rc}}(\varepsilon_{cr} + \varepsilon_{sh}) \\ &= \frac{\sigma/E_c}{(1-\rho+n\rho)} + \frac{(\varepsilon_{cr} + \varepsilon_{sh})(1-\rho)}{(1-\rho+n\rho)}\end{aligned}\quad (5)$$

여기서 $\sigma(=N/A_g)$ = 사용하중에 대한 기둥 전 단면의 압축응력, $(EA)_c = E_c A_g(1-\rho)$ = 콘크리트의 축강성, $(EA)_{rc} = E_c A_c + E_s A_{st} = E_c A_g(1-\rho+n\rho)$ = 철근콘크리트의 축강성, $n(=E_s/E_c)$ = 탄성계수비, A_g = 철근콘크리트 기둥의 전 단면적, ρ = 철근비.

식 (5)에서 철근의 총변형률 $\varepsilon_s(=\varepsilon_s)$ 는 철근비의 함수로 정의된다. 따라서 철근의 총변형률이 항복변형률 ε_y 와 같을 때 ($\varepsilon_s = \varepsilon_y$), 이에 해당하는 철근비는 다음과 같이 유도된다.

$$\rho_{\min, 1} = \frac{\sigma/E_c + (\varepsilon_{cr} + \varepsilon_{sh}) - \varepsilon_y}{(\varepsilon_{cr} + \varepsilon_{sh}) + \varepsilon_y(n-1)}\quad (6)$$

주철근의 철근비가 식 (6)의 최소철근비 이상인 경우에는 사용하중 N 에 대하여 철근의 항복이 발생하지 않는다. 표현은 다르지만, 식 (6)은 Lin and Furlong²⁵⁾의 제안식과 동일한 결과를 나타낸다. 식 (6)에서 크리프 변형률 ε_{cr} 은 정의²⁶⁾에 의해 탄성변형률 ε_e 와 크리프계수 ϕ_{cr} 을 사용하여 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\varepsilon_{cr} = \phi_{cr} \varepsilon_e = \phi_{cr} \left(\frac{\sigma_e/E_c}{1-\rho+n\rho} \right)\quad (7)$$

여기서 σ_e 는 크리프를 일으키는 장기사용응력이다.

2.2 최소철근을 위한 기둥의 장기변형

식 (6)에서 제안된 최소철근비의 주된 영향 요인은 장기하중에 의한 압축응력 $\sigma(=N/A_g)$ 와 콘크리트의 크리프변형률 ε_{cr} , 건조수축변형률 ε_{sh} 이다. 크리프 및 건조수축변형은 ACI²⁶⁾와 CEB²⁷⁾ 등에서 재료강도, 하중, 철근비, 단면형상, 습도, 재령 등 여러 가지 변수를 고려하여 예측방법을 규정하고 있다. 그러나 설계시에는 장기변형 예측에 사용되는 대부분의 변수값을 예측하거나 제어하기가 어렵고, 또한 그 변수값도 건물의 수명동안 지속적으로 변화하기 때문에, 설계시에 크리프 및 건조수축 변형을 정확히 평가하기는 매우 어렵다. 이러한 관점에서, 안전측 설계를 위하여 콘크리트의 크리프변형률과 건조수축변형률을 실제 일어날 수 있는 최대값으로 정의하는 것이 중요하다.

일반적으로 상대습도가 낮을수록, 재하시 재령이 빠를수록, 단위시멘트량이 증가할수록, 주위온도가 올라갈수록 크리프와 건조수축은 증가한다. 이러한 경향을 고려하여 ACI Committee 209에 근거한 크리프계수와 건조수축변형률의 최대값을 정의하면 다음과 같다.

$$\phi_{cr} = 2.2 + 2.5e^{(-0.021 \times v/s)}\quad (8)$$

$$\varepsilon_{sh} = 1090e^{(-0.0047 \times v/s)} (\times 10^{-6})\quad (9)$$

최대값이 정의된 조건^{2,26)}은 1종 또는 3종 시멘트, 초기습윤양생기간 7일, 총 하중 재하시 재령 7일, 외기 상대습도 40%, 슬럼프 130 mm, 잔골재율 60%, 시멘트함유량 445 kg/m³, 공기함유량 8%, 주위온도 23 ± 2°C, 재령 $t = \infty$ 이다. 설계시 조정이 가능한 기둥의 체적-표면적비 v/s 는 변수로 사용하였다.

CEB²⁷⁾와 KCI¹⁾ 역시 여러 영향변수를 고려하여 장기변형계수를 정의하고 있다. 위에서 언급된 조건하에서 CEB기준에 따른 콘크리트 강도별 크리프계수와 건조수축변형률의 최대값을 정의하면 다음과 같다.

$$\phi_{cr} = \phi_o \beta_c \frac{E_c(t_0)}{E_c(28)} = \frac{9.8 + 60h_n^{-1/3}}{\sqrt{f'_c} + 8}\quad (10)$$

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sho} \beta_s = 834.8 - 7.6f'_c\quad (11)$$

여기서 $h_n = 2A_c/u = 2 \times v/s$ = 개념부재치수이며, 극한값을 정의하기 위해 $t = \infty$ 를 사용하였다($\beta_c = 1.0$, $\beta_s = 1.0$). CEB의 크리프계수는 재령 28일에 하중을 작용했을 때 발생하는 탄성변형률에 대한 크리프변형률의 비로 정의되는 반면 ACI의 경우 재하시 재령에서 정의되므로, 두 예측모델을 직접 비교하기 위해 CEB모델의 크리프계수에 $E_c(t_0)/E_c(28)$ 를 곱하였다(식 (10)).

표준공시체($\phi 150 \times 300$ mm)의 $v/s = 38$ mm ($h_n = 75$ mm)를 사용하여, ACI(식 (8), (9))와 CEB(식 (10), (11))의 크리프계수와 건조수축변형률을 비교하여 그림으로 나타내면 Fig. 2와 같다. 그림에 나타난 바와 같이, CEB 값은 콘

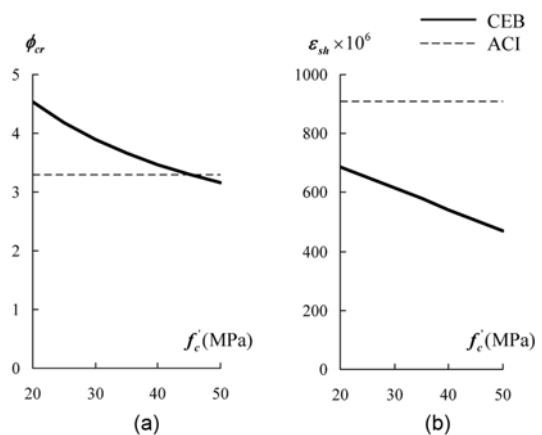


Fig. 2 Ultimate creep coefficient and ultimate shrinkage strain of ACI and CEB models under a given condition; type of cement = I(normal), period of initial curing=7 days (moist), concrete age at loading=7 days, ambient relative humidity = 40%, slump = 130 mm, fine aggregate percentage = 60%, cement content = 445 kg/m³, air content = 8%, environmental temperature=23 ± 2°C, volume-to-surface ratio = 38 mm, concrete age = ∞

크리트 강도에 따라 변화하며, 주어진 조건하에서 CEB의 극한크리프계수 예측값은 ACI의 제안값보다 대부분 크고, 극한건조수축변형률은 CEB가 더 작았다.

ACI와 CEB에서 정의하는 극한장기변형률이 보수적인 결과를 나타내는지를 판단하기 위하여, 일반 건물의 실측결과로부터 기둥의 장기변형의 최대값을 평가하였다.

대상건물로서, 비교적 장기간에 걸친 계측치를 제공하는 2개의 건물을 선정하였다; Lake Point Tower²⁸⁾ (1968년 완공, 70층, 197 m, 철근콘크리트 구조), Water Tower Place²⁹⁾ (1976년 완공, 74층, 262 m, 철근콘크리트 구조).

각 건물의 기둥에서 실측된 압축변형률과 기존연구에서 예측된 값들이 Figs. 3, 4에 나타나 있다. Figs. 3, 4

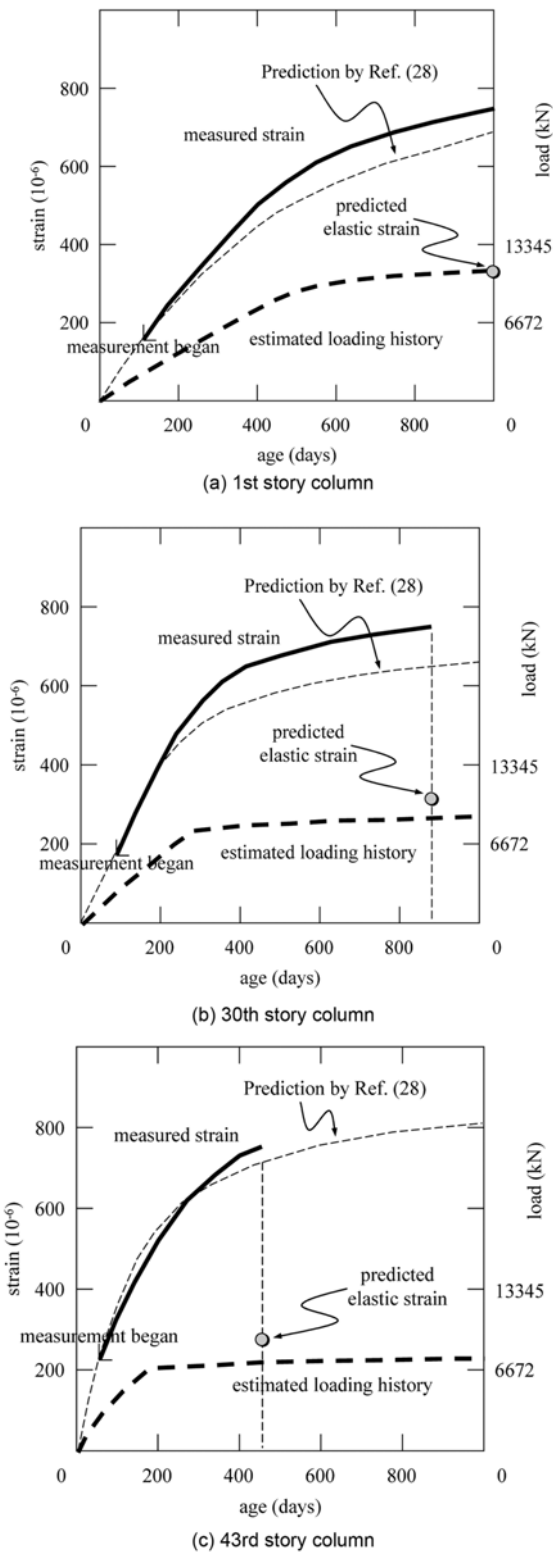


Fig. 3 Measured compressive strain of columns in Lake Point Tower²⁸⁾

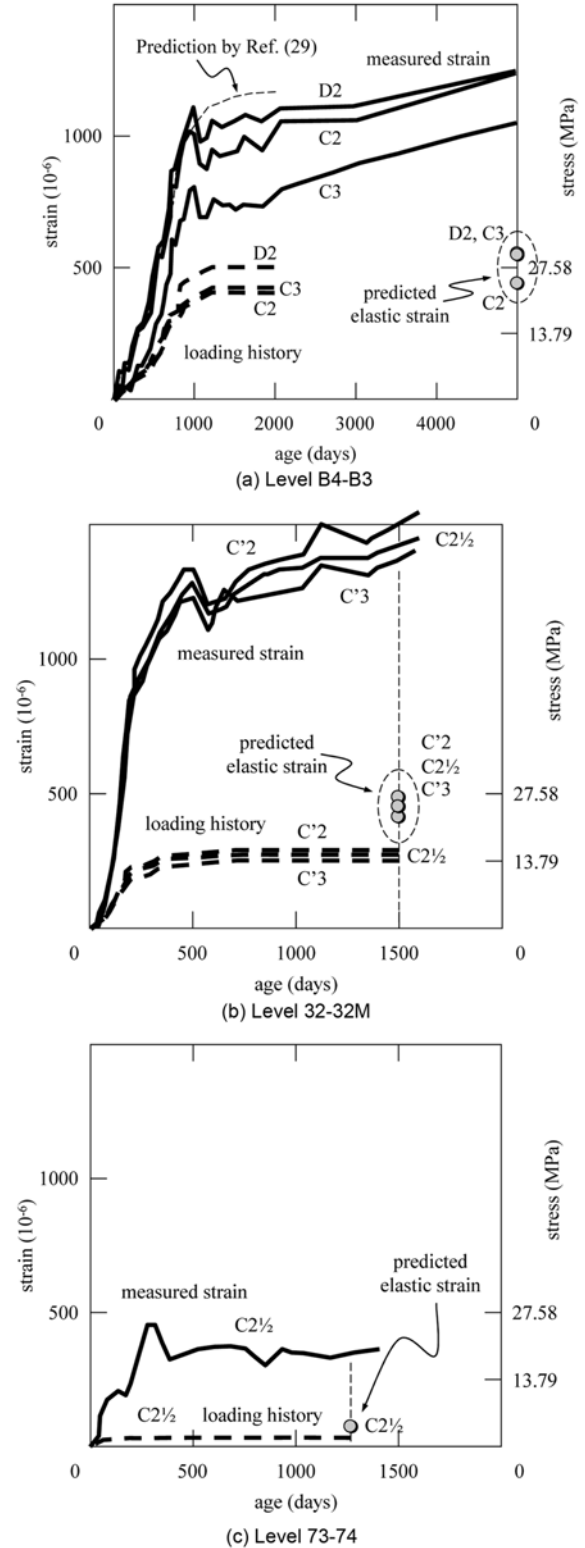


Fig. 4 Measured compressive strain of columns in Water Tower Place²⁹⁾

는 예측된 각 기둥의 변형률을 23°C로 보정하여 나타낸 것이다.^{28,29)} 그림에 나타난 바와 같이 기둥은 재하 후 2~3년 내에 대부분의 장기변형이 발생되며 그 이후에는 증가가 점진적으로 일어난다. 또한 기존 연구들에서 예측한 변형률은 예측값과 비슷한 경향과 크기를 나타내고 있다. 이 결과는 영향변수값을 정확히 알고 있을 경우, 일반적인 크리프와 건조수축의 이론으로 기둥의 장기변형의 예측이 가능하다는 사실을 나타내고 있다.

식 (5)를 이용하여, 예측된 기둥의 총 변형률 ϵ_t 로부터 콘크리트에 발생한 실제 크리프변형률과 건조수축변형률의 합을 근사적으로 평가하면 다음과 같다.

$$(\epsilon_{cr} + \epsilon_{sh}) = \frac{\epsilon_i(1 - \rho + n\rho) - \sigma/E_c}{1 - \rho} \quad (12)$$

식 (12)를 이용하여 구한 각 기둥에 발생한 콘크리트의 크리프변형률과 건조수축변형률의 합 $(\epsilon_{cr} + \epsilon_{sh})_{\text{measured}}$ 가 Table 1에 나타나 있다. 여기서 크리프변형을 계산할 때는 하중재하이력을 고려하여야 하지만, 근사적으로 E_c 는 28일 재령에서 측정된 값을 사용하고 하중은 완공 후 총 하중을 적용함으로써 탄성축소를 다소 작게 평가하고, 반면 비탄성축소는 안전측으로 크게 평가하였다.

비교를 위하여, ACI와 CEB의 크리프계수와 건조수축변형률의 최대값(식 (8)~(11))을 이용하여 각 기둥에 발생한 콘크리트의 장기변형 $(\epsilon_{cr} + \epsilon_{sh})_{\text{predicted}}$ 를 예측하였으며, 그 결과를 Table 1에 나타내었다.

표에 나타난 바와 같이, Water Tower Place의 C2 기둥을 제외한 모든 기둥의 경우에 ACI와 CEB의 예측값이 측정값보다 비교적 크다. 특히 최소철근비가 적용될 수 있는 기둥들은 철근비가 작고 축력비 κ 가 비교적 작은 경우인데, 이 기둥들(Table 1의 (c), (g)~(j)기둥)에 대해서는 ACI와 CEB의 예측값이 측정값보다 매우 크다. 이 결

과는 식 (8)~(11)의 ACI와 CEB의 크리프계수와 건조수축변형률의 최대값을 식 (6)의 최소철근비를 정의하기 위한 안전측의 값들로 사용할 수 있음을 가리킨다.

2.3 설계변수에 따른 최소철근비

안전측으로 기둥의 크리프와 건조수축의 최대값을 예측하기 위해서는 국내의 시공 및 환경조건을 고려해야 한다. 현재 국내 KCI기준은 CEB기준을 근간으로 하고 있으며, 국내에서 사용되는 시멘트에 맞게 시멘트종류에 따른 상수 β_{sc} 를 보정하여 사용하고 있다.¹⁾ 설계시점에서 제어가 가능한 콘크리트 강도 f'_c 와 개념부재치수 h_n 을 제외하고, 보수적인 평가를 위하여 우리나라의 시공 및 환경조건을 고려하여 KCI기준에 따른 크리프계수와 건조수축변형률의 최대값을 정의하면 다음과 같다.

$$\phi_{cr} = \phi_o \beta_c \frac{E_c(t_o)}{E_c(28)} = \frac{9.7 + 40.4h_n^{-1/3}}{\sqrt{f'_c + 8}} \quad (13)$$

$$\epsilon_{sh} = \epsilon_{sho} \beta_s = 716.6 - 6.3f'_c \quad (14)$$

여기서 최대값을 정의하기 위해 이용된 조건은 1중 시멘트($\beta_{sc} = 0.35$), 초기 습윤양생기간 5일,³⁰⁾ 총 하중 재하시 재령 6일³⁰⁾이며, 서울의 30년간(1971~2000년) 월평균 값 중 가장 낮은 상대습도 59.3%와 가장 높은 월평균기온 25.4°C를 사용하였다. 재령에 따른 극한값을 정의하기 위해 $t = \infty$ 를 사용하였다.

제안된 식 (6)과 KCI의 장기변형값(식 (13), (14))을 이용하여 여러 설계변수에 따른 최소철근비를 검토하였다. 콘크리트강도 $f'_c = 30$ MPa와 개념부재치수 $h_n = 75$ mm에 대한 철근의 항복강도별 최소철근비를 축력비 $\kappa(= \sigma/f'_c)$ 에 따라 나타내면 Fig. 5와 같다. 비교를 위해, 계산

Table 1 Creep and shrinkage strains estimated from the results of measurements

Buildings	Column	Measured properties of concrete (MPa)		Size (mm)	ρ (%)	$t_m^{(1)}$ (days)	$\kappa^{(2)}$	$\epsilon_t^{(3)}$ (10^{-6})	Axial microstrain of concrete			
		$f'_c(28)$	$E_c(28)$						Elastic (ϵ_e)	$(\epsilon_{cr} + \epsilon_{sh})_{\text{measured}}$	$(\epsilon_{cr} + \epsilon_{sh})_{\text{predicted}}$	
											ACI	CEB
Lake Point Tower, Chicago, Illinois ²⁸⁾	1st story ^(a)	54.74	33.09×10^3	1016 diameter	5.47	1000	0.25	750	325	574	936	1033
	30th story ^(b)	53.85	34.54×10^3	914 diameter	3.84	880	0.24	750	315	536	952	1025
	43rd story ^(c)	44.06	29.30×10^3	914 diameter	1.69	455	0.20	750	274	532	827	1008
Water Tower Place, Chicago, Illinois ²⁹⁾	D2 at level B4-B3 ^(d)	62.05	36.27×10^3	1219 diameter	7.96	5000	0.44	1250	560	1020	1417	1443
	C2 at level B4-B3 ^(e)	62.05	36.27×10^3	1219×1219	8.33	5000	0.35	1250	442	1213	1174	1219
	C3 at level B4-B3 ^(f)	62.05	36.27×10^3	1219×1219	3.70	5000	0.37	1060	554	613	1406	1432
	C2 at level 32-32M ^(g)	52.40	31.58×10^3	457×1372	0.82	1500	0.31	1500	492	1061	1463	1475
	C2 ^{1/2} at level 32-32M ^(h)	52.40	31.58×10^3	457×1372	1.03	1500	0.29	1420	455	1028	1390	1399
	C3 at level 32-32M ⁽ⁱ⁾	52.40	31.58×10^3	457×1372	0.82	1500	0.26	1370	418	1001	1316	1321
	C2 ^{1/2} at level 73-74 ^(j)	32.47	27.03×10^3	457×610	0.41	1270	0.06	350	70	289	716	766

⁽¹⁾ t_m : measuring day, ⁽²⁾ $\kappa(= \sigma(t_m)/f'_c(28)$: stress ratio, $\sigma(t_m)$ =total stress at t_m ,

⁽³⁾ ϵ_t : measured strain of reinforced concrete column at t_m

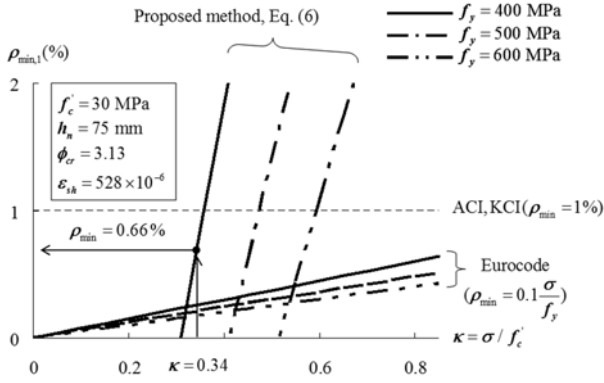


Fig. 5 Minimum reinforcement ratio (Eq. (6)) for preventing passive yielding due to creep and shrinkage; $f'_c = 30$ MPa, $h_n = 75$ mm, $\phi_{cr} = \text{Eq. (13)}$, $\epsilon_{sh} = \text{Eq. (14)}$

된 최소철근비는 현 ACI 및 Eurocode 기준에서 규정한 최소철근비와 함께 나타내었다.

그림에서 보는 바와 같이, 제안된 방법(식 (6))에 의하여 예측된 최소철근비는 작용하는 축력비가 클수록 증가하며, 철근의 항복강도가 클수록 감소한다. 대체적으로 축력비가 $\kappa = 0.3$ 이하인 응력수준에서는 콘크리트 장기변형에 대한 최소철근이 필요없는 것으로 나타났다. 일반적으로 띠철근 기둥의 경우, 강도감수계수, 최소편심, 유효응력을 고려하여 설계하므로 콘크리트의 최대극한응력은 $(0.65)(0.8)(0.85)f'_c = 0.442f'_c$ (극한축력비 $\kappa_u = 0.442$) 까지이다. 또한 하중계수, 콘크리트의 실제강도와 설계강도의 차이, 철근비 등을 고려하면, 대략적으로 실제 사용하중은 극한하중의 1/1.3정도이므로 콘크리트의 공칭강도에 대한 사용응력의 비 κ 는 약 0~0.34범위의 값을 가진다. 따라서 Fig. 5에 나타난 바와 같이 $f'_c = 30$ MPa과 $f_y = 400$ MPa을 사용할 때 최소철근은 $\kappa = 0.34$ 에 해당하는 최대 0.66% 이하일 것으로 판단된다. Ziehl et al.²²⁾에 의하면 최소철근이 1% 이상이 될 수 있다고 하였으나, 이는 매우 큰 크리프계수와 건조수축변형률인 $\phi_{cr} = 4.15$, $\epsilon_{sh} = 0.00107$ 을 근거로 하여 철근비를 과대평가한 결과이다. 특히, 현재 $f_y = 500$ MPa의 고강도철근이 기둥에 흔히 사용되고 있는데, Fig. 5에 나타난 바와 같이 $f_y = 500$ MPa 고강도철근을 사용하는 경우에는 $f_y = 400$ MPa 철근에 비하여 요구되는 최소철근비가 매우 작으며, 축력비 $\kappa = 0.4$ 인 경우에도 최소철근이 필요 없는 것으로 나타났다. 반면에 현 KCI와 ACI기준($\rho_{min} = 1\%$)은 축력비와 철근항복강도 등의 변수영향을 고려하고 있지 않으며, 최소철근비를 대체로 과대평가한다.

Fig. 6은 콘크리트 강도가 최소철근비에 미치는 영향을 나타내고 있다. 그림에 나타나 있듯이, 콘크리트 강도는 최소철근비에 큰 영향을 미치지 않지만, 축력비 κ 가 일정한 경우, 사용된 콘크리트의 강도가 클수록 요구되는 최소철근비가 다소 증가하는 경향을 보인다. 이는 콘크리트의 탄성계수가 강도의 증가에 선형적으로 비례하지 않기 때문이다. 이러한 경향들은 기존의 실험 및 연구 결과와 일치한다.²²⁾

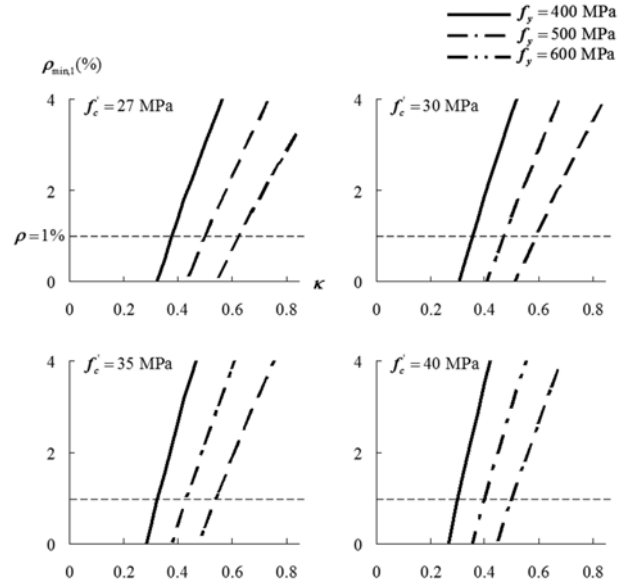


Fig. 6 Effect of concrete strength on minimum reinforcement ratio (Eq. (6)); $h_n = 75$ mm, $\phi_{cr} = \text{Eq. (13)}$, $\epsilon_{sh} = \text{Eq. (14)}$

3. 기둥의 연성확보를 위한 최소철근비

대부분의 구조설계기준에서는 휨부재의 설계시 휨균열에 의한 조기파괴를 방지하도록 규정되어 있다. 이러한 조기파괴를 방지하기 위하여, 일반적으로 극한 휨모멘트 강도가 휨균열 모멘트보다 크도록 설계해야 한다. 한편, 주철근비가 작고, 압축력이 작은 기둥에서도 휨균열에 의한 조기파괴가 발생할 수 있으며, 이로 인하여 기둥의 연성능력이 확보되지 않을 수 있다. 따라서 기둥의 연성능력을 확보하기 위해서는 기둥의 극한휨강도 ϕM_n 이 기둥의 휨균열강도 M_{cr} 이상이어야 한다(Fig. 7). KCI¹⁾와 ACI²⁾ 기준에서는 프리스트레스트 콘크리트 부재에 대하여 설계계수하중을 균열하중의 1.2배 이상이 되도록 안전율을 고려하고 있다. 이 연구에서도 이러한 점을 고려하여 휨강도를 균열모멘트의 1.2배 이상이 되도록 제안하였다.

$$\phi M_n(P_u, \rho_{min,2}) \geq 1.2 M_{cr} \quad (15)$$

여기서 극한휨강도 ϕM_n 은 주어진 축력과 철근비에 대한

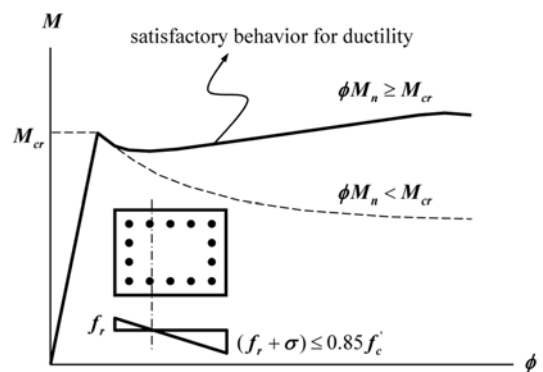


Fig. 7 Demand for ductility of columns under earthquake

여 $P-M$ 상호작용곡선에 의해 구할 수 있다. 휨균열장도 M_{cr} 은 다음과 같이 정의된다.

$$M_{cr} = \frac{bh^2}{6} \left(f_r + \frac{\sigma_u}{2} \right) \quad (16)$$

$f_r (= 0.63 \sqrt{f_c'})$ = 콘크리트의 인장강도(MPa), 극한응력 $\sigma_u (= P_u/A_g)$ = 기둥 전 단면적 A_g 에 대한 극한압축력 P_u 의 크기.

Fig. 8의 곡선들은 그림 오른쪽 상단의 단면에 대한 $P-M$ 상관곡선을 나타내고 있다. 여기서 $f_c' = 35$ MPa, $f_y = 400$ MPa, $\gamma = 0.75$ 이다. \overline{AB} 는 이 단면의 휨균열장도의 1.2배($1.2 M_{cr}$)에 해당하는 $P-M$ 상관곡선이다. 점 B 이상에서는 콘크리트 균열이전에 콘크리트의 압괴(crushing)가 발생한다($\sigma \leq 0.85 f_c' - f_r$). 그림에서 음영부분은 철근비에 따른 기둥의 극한휨강도 ϕM_n 이 $1.2 M_{cr}$ 보다 큰 부분으로, 설계가능영역이다. 점 C($\kappa_u = 0.06$)와 점 D($\kappa_u = 0.35$) 사이에서는 철근비와 상관없이 $\phi M_n > 1.2 M_{cr}$ 이다.

Fig. 8에 나타난 바와 같이, 대부분의 경우에는 연성확보를 위한 최소철근은 필요하지 않다. 하지만 휨모멘트가 작고 작용하는 압축력이 매우 큰 경우, 또는 작용하는 압축력이 작거나 인장력을 받는 경우에는 균열모멘트를 고려하여 설계하여야 한다. 예를 들어 $e/h = 0.1$ 이고 $\phi P_n/bh = 15$ MPa인 경우($\kappa_u = 15/35 = 0.43$) 철근비는 약 0.2% (E)로 산정되었지만, 동일한 $\phi P_n/bh$ 선상에서 $1.2 M_{cr}$ 이 더 크므로, 연성확보를 위해 점 E에 해당하는 철근비 $\rho_{min,2} = 1.1\%$ 를 사용하여 설계하여야 한다.

4. 철근비에 근거한 유효강성

현 KCI와 ACI기준에서는 구조해석시에 기둥의 휨강성으로서 어떠한 값을 사용하더라도 무방하다고 규정하고

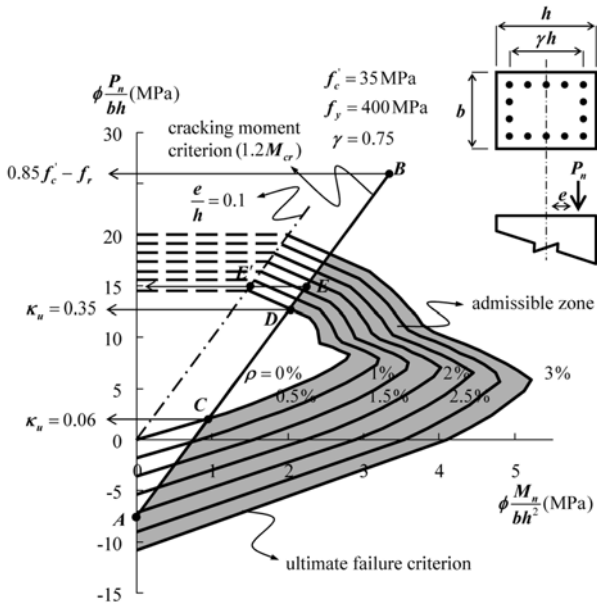


Fig. 8 Axial load-moment interaction curves and cracking moment criteria

있으며(ACI 318-08 8.7.1), 다만 일관된 값이어야만 된다고 언급하고 있다. 전통적으로 모멘트증대효과를 고려하기 위한 2차해석에서는 철근콘크리트 부재의 균열, 재료의 비선형성, 크리프 등의 효과를 고려하여, 기둥과 보에 대하여 각각 $0.70 I_g$ 와 $0.35 I_g$ 를 유효휨강성으로서 사용해왔다. 한편, FEMA 356³¹⁾는 축력수준에 따라 $0.5 I_g \sim 0.7 I_g$ 를, 뉴질랜드기준²³⁾에서는 축력수준과 전체 구조물의 연성도에 따라 $0.4 I_g \sim 1.0 I_g$ 범위의 유효강성값을 권장하고 있다.

최근 기둥의 유효강성은 Mirza,⁵⁾ Paulay and Priestley,⁶⁾ Mehanny et al.,⁷⁾ Khuntia and Ghosh,^{8,9)} Elwood and Eberhard^{10,11)} 등에 의하여 연구되었다. 국내에서도 이재훈과 배성용^{12,13)}의 제안식이 도로교설계기준 해설³²⁾에 소개되어 있으며, 2010년 도로교설계기준에 유효항복강성에 대한 기준과 근사식이 삽입될 예정이다. 이들의 연구에 따르면, 기둥의 유효휨강성은 축력과 철근비 등에 의해 크게 영향을 받는다. 비교를 위해, PEER³³⁾에서 제공하는 176개 사각 단면기둥의 반복횡하중 실험 결과로부터 측정된 기둥의 실제 유효강성과 Mehanny et al.,⁷⁾ Khuntia and Ghosh,^{8,9)} Elwood and Eberhard,¹¹⁾ 배성용 등¹³⁾이 제안한 식을 이용하여 계산된 유효강성을 축력비 $\kappa_u (= P_u/A_g f_c')$ 에 따라 Fig. 9에 나타내었다.

앞서 언급한 바와 같이 기둥의 극한축력비는 $\kappa_u \leq 0.442$ (Fig. 9의 음영부분)인데, 그림에 나타난 바와 $\kappa_u \leq 0.442$ 같이 범위에서 Elwood and Eberhard의 제안식이 실험 결과를 가장 잘 예측하였다. Elwood and Eberhard의 제안식에서는 휨변형뿐만 아니라, 정착부 미끄러짐(anchorage-slip)과 전단변형 등의 영향을 고려하고 있다. 이 제안식에서 유효강성비 $\alpha (= EI_{eff}/EI_g)$ 는 다음과 같이 근사적으로 정의된다.

$$\alpha = \frac{EI_{eff}}{EI_g} = \frac{1.5 \alpha_f}{\left[1 + 110 \left(\frac{d_b}{h} \right) \left(\frac{h}{a} \right) \left(\frac{f_s}{f_y} \right) \right]} \quad (17)$$

여기서

$$\alpha_f = 0.2 + 1.3 \left(\frac{P_u}{A_g E_c \varepsilon_o} \right) + \rho n \leq 1.0 \quad (18)$$

$$\left(\frac{f_s}{f_y} \right) = \frac{4}{3} - \frac{10}{3} \left(\frac{P_u}{A_g E_c \varepsilon_o} \right), 0 \leq \left(\frac{f_s}{f_y} \right) \leq 1.0 \quad (19)$$

유효강성비 $\alpha (= EI_{eff}/EI_g)$ 의 범위는 $0.2 \leq \alpha \leq 1.0$ 이다. α_f = 단면에서 모멘트-곡률관계에 의한 휨강성비로서 식 (18)과 같이 근사화할 수 있으며, (f_s/f_y) = 기둥단부에서 철근의 항복강도에 대한 근사적인 철근의 응력비로서 식 (19)와 같이 근사화할 수 있다. d_b = 주철근의 공칭직경, h = 단면의 깊이, a = 전단경간, $\varepsilon_o (= 0.002)$ = 콘크리트 압축강도에 해당하는 변형률. Elwood and Eberhard는 건축구조

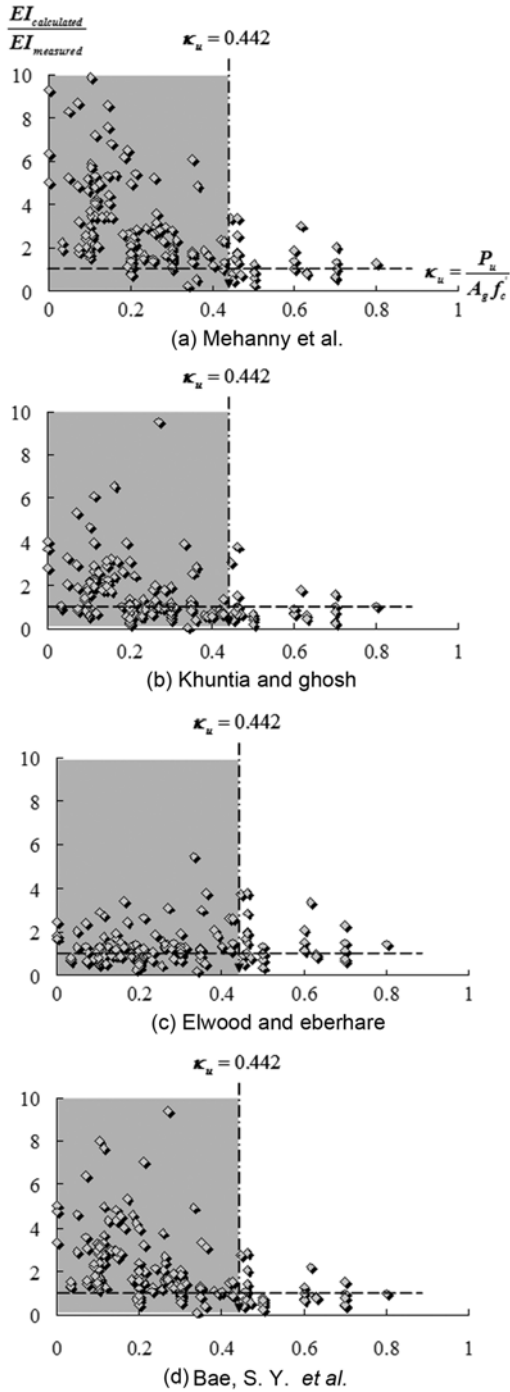


Fig. 9 Comparisons of calculated and measured effective stiffness of RC columns reported in PEER structural performance database³³⁾

물 기둥의 경우에 근사적으로 $d_b/h = 1/18$ 을 사용하도록 권고하였으며, 식 (18), (19)에서 $P_u/A_g E_c \epsilon_o$ 는 극한축력비 $K_u (= \sigma_u / f'_c)$ 로 치환할 수 있다.

식 (17)~(19)에서 기둥의 전단경간비 $a/h = 5$, 그리고 탄성계수비 $n = 10$ 을 사용하여, 기둥의 철근비 ρ 와 극한축력비 K_u 에 따른 유효강성비 α 를 그림으로 나타내면 Fig. 10과 같다. 그림에 나타난 바와 같이 철근비와 축력비가 증가할수록 기둥의 균열 후 유효항복강성은 증가한다.

일반적으로 설계 실무에서는 구조해석을 위하여 각 부재의 강성을 가정하고, 해석을 수행한 후 그 해석 결과

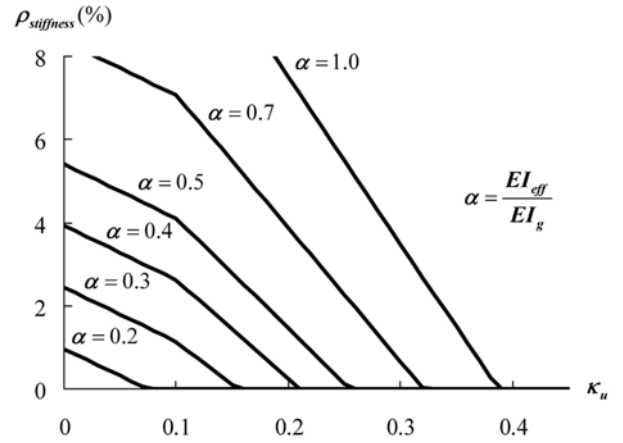


Fig. 10 Longitudinal reinforcement ratios of columns (Eq. (20) for various effective flexural stiffness factors and axial stress ratios ($a/h = 5$, $n = 10$))

에 따라서 강도설계를 수행한다. 그러나 강도설계에 의하여 결정된 철근비에 따른 유효강성은 가정된 강성과 달라진다. 기본적으로 구조해석에 사용되는 초기 유효강성과 강도설계로 결정된 철근비에 의하여 계산되는 유효강성이 일치하여야 한다. 이는 구조해석시 사용하는 유효강성에 따라서 강도요구량이 달라지기 때문이다. 임의의 초기 유효강성을 사용하여 구조해석 및 강도설계를 수행한 후, 식 (17)을 이용하여 철근량에 따른 유효강성을 계산하고, 이 수정된 유효강성을 사용하여 구조해석과 강도설계를 재수행하여, 강도요구와 유효강성을 동시에 만족하도록 설계를 수행할 수 있다. 이를 위해서는 반복적인 해석과 설계과정이 요구되지만, 5장의 설계예제에 나타난 바와 같이 2~3회의 재해석과 설계를 수행함으로써 강도요구와 유효강성요구를 동시에 만족하는 설계를 수행할 수 있다.

건축물의 항복변형을 제어하거나, 2차 효과에 의한 모멘트중대를 제어하기 위하여 일정한 강성이 요구되는 경우에는, 철근량을 증가시켜 기둥의 유효강성을 확보할 수 있다. 그러나 철근비로 제어할 수 있는 유효강성의 범위는 제한적이며 또한 경제적이지 않다. 따라서 강성을 증가시킬 필요가 있는 경우에는, 철근비를 증가시키기 보다는 부재의 크기를 증가시키는 것이 바람직하다.

5. 설계예제 적용

제안된 최소철근비(식 (6), (15))와 유효강성 계산식(식 (17))을 이용한 기둥의 성능기반설계를 Fig. 11의 2경간 7층 철근콘크리트 건물의 설계에 적용하였다. 건물의 형상 및 치수는 그림과 같다. 기둥과 보에 사용된 콘크리트 강도는 $f'_c = 35$ MPa이며, 주철근의 항복강도는 $f_y = 400$ MPa이다. 기둥의 크기는 외부기둥열(C1)의 경우 1층부터 3층까지는 500×500 mm, 4, 5층은 450×450 mm, 6, 7층은 400×400 mm이고, 내부기둥열(C2)의 경우 1층부터 3층까지는 700×700 mm, 4, 5층은 650×650 mm,

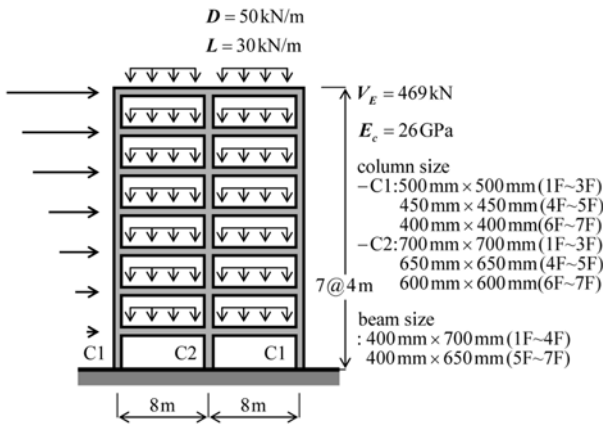


Fig. 11 Configuration, dimensions and loading conditions of an example building

6, 7층은 600 × 600 mm이다. 보의 크기는 1층부터 4층까지는 400 × 700 mm, 5층부터 7층까지는 400 × 650 mm이다. 해석을 위하여 기둥과 보의 초기 균열강성으로 ($0.7E_cI_g$) ($\alpha=0.7$) 및 $2 \times 0.35E_cI_g$ (슬래브 영향 포함)를 각각 사용하였으며, 콘크리트의 탄성계수는 $E_c = 26$ GPa이다. 각 층의 보에는 고정하중(D)과 적재하중(L)으로 각각 50 및 30 kN/m가 재하되었다. 지진하중(E)에 의한 설계밀면전 단력은 $V_E = 469$ kN이며, 층지진하중은 지반으로부터 각 층까지의 높이에 비례하는 역삼각형분포를 가정하였다. 중력하중상태에서의 설계하중조합은 $(1.2D + 1.6L)$ 이며, 지진하중을 포함한 하중조합은 $(1.2D + 1.0L + 1.0E)$ 와 $(0.9D + 1.0E)$ 이다. 사용상태에서의 하중조합은 $(D + L)$ 이다. 구조해석프로그램으로는 MIDAS/Gen³⁴을 사용하였으며, 구조해석시 2차 효과를 고려하였다.

식 (6)을 적용하기 위해 고정하중과 적재하중 절반의 합 ($D + 0.5L$)을 크리프변형을 발생시키는 장기하중 σ_e ($= \kappa_e f'_c$, 식 (7))로 가정하였으며, $(D + L)$ 을 사용상태에

서 탄성변형을 일으키는 하중 σ ($= \kappa f'_c$, 식 (6))로 가정하였다. 크리프계수와 건조수축변형을 값으로서 KCI를 이용한 최대값인 식 (13), (14)를 사용하였으며, 단면성능 계산시 $\gamma = 0.75$ 를 사용하였다.

기둥에 대하여 초기유효강성비 $\alpha_1 = 0.7$ 을 사용하여 해석 후 설계를 수행한 결과가 Table 3에 나타나 있다. 표에 나타난 바와 같이, 콘크리트의 장기변형에 대한 최소철근 $\rho_{min,1}$ 이 모든 경우에 필요없는 것으로 나타났다. 극한상태에서 연성확보를 위한 최소철근 $\rho_{min,2}$ 의 경우, 축력이 매우 낮은 7층 기둥과 축력이 높은 C1열 1층, C2열 1, 2층 기둥에서 다소 요구되었다. 그러나 모든 기둥에서 최소철근비는 강도에 의하여 요구되는 철근비 $\rho_{strength}$ 보다 작았다. 따라서 설계철근비 ρ_{design} 은 강도요구량 $\rho_{strength}$ 에 의하여 결정되었다. 그러나, 설계철근비 ρ_{design} 에 근거하여 유효강성비 α_2 (식 (17), 기둥의 전단경간 $a = L/2$, $L =$ 기둥의 길이)를 계산한 결과, 초기값 $\alpha_1 = 0.7$ 보다 크게 작았다.

성능기반설계를 위하여 유효강성을 낮추어 재해석과 재설계를 수행하였다. 앞선 과정에서 계산된 유효강성비 α_2 를 유효강성으로 사용하여 재해석과 설계를 수행하였으며, 그 결과가 Table 4에 나타나 있다. Table 4에 나타난 바와 같이 재설계에서도 최소철근이 거의 필요하지 않았으며, 따라서 기둥의 철근비는 강도설계에 의하여 결정되었다. 특히 C2열 3층, 5~7층 기둥의 경우에는 현행 최소철근비(1%)보다 작은 철근비로 주철근이 결정되었다. 설계 후 식 (17)로부터 유효강성비 α_3 를 계산한 결과 해석에 사용한 α_2 와 비슷한 값을 나타냈다. 이는 강도요구와 유효강성을 동시에 만족하는 철근비가 결정되었다는 것을 가리킨다.

Tables 3, 4에 나타난 바와 같이 예제건물에서는 축력비 $\kappa_u = 0.1$ 전후이고, 철근비 범위 1~3%를 갖는 3~7층까지의 기둥들에서 유효강성비 α 의 범위는 0.2~0.5이며,

Table 3 Design results of columns with effective flexural stiffness 0.7 I_g

Column	C1 columns							C2 columns						
	1F	2F	3F	4F	5F	6F	7F	1F	2F	3F	4F	5F	6F	7F
ϕ_{cr}	2.46	2.46	2.46	2.49	2.49	2.53	2.53	2.34	2.34	2.34	2.37	2.37	2.40	2.40
$\epsilon_{sh}(\times 10^{-6})$	497	497	497	497	497	497	497	497	497	497	497	497	497	497
α_1 assumed value	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
LC1, $\kappa_e(= \sigma_e / f'_c)$	0.19	0.16	0.13	0.13	0.10	0.08	0.04	0.23	0.20	0.17	0.15	0.12	0.09	0.05
LC2, $\kappa(= \sigma / f'_c)$	0.23	0.20	0.17	0.16	0.12	0.10	0.05	0.28	0.24	0.20	0.19	0.14	0.11	0.06
LC3, $\kappa_u(= \sigma_u / f'_c)$	0.32	0.27	0.22	0.22	0.16	0.14	0.07	0.38	0.33	0.28	0.26	0.19	0.15	0.08
LC4, κ_u	0.33	0.28	0.22	0.22	0.16	0.13	0.06	0.32	0.27	0.23	0.21	0.16	0.13	0.07
LC5, κ_u	0.19	0.16	0.13	0.12	0.09	0.07	0.03	0.16	0.14	0.11	0.11	0.08	0.06	0.03
$\rho_{min,1}$ by Eq.(6)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$\rho_{min,2}$ by Eq.(15)	0.43	-	-	-	-	-	0.18	1.24	0.45	-	-	-	-	0.13
$\rho_{strength}$	1.78	2.42	2.37	2.62	2.71	2.70	2.88	1.69	1.03	0.88	1.10	0.82	0.94	0.50
ρ_{design}	1.78	2.42	2.37	2.62	2.71	2.70	2.88	1.69	1.03	0.88	1.10	0.82	0.94	0.50
α_2 by Eq.(17)	0.82	0.68	0.53	0.55	0.44	0.41	0.33	1.00	0.70	0.49	0.47	0.32	0.28	0.20

* LC1 = $(D + 0.5L)$, LC2(service load) = $(D + L)$, LC3 = $(1.2D + 1.6L)$, LC4 = $(1.2D + 1.0L + 1.0E)$, LC5 = $(0.9D + 1.0E)$

Table 4 Design results of columns with adjusted effective stiffness $0.2\sim 1.0I_g$

Column	C1 columns							C2 columns						
	1F	2F	3F	4F	5F	6F	7F	1F	2F	3F	4F	5F	6F	7F
α_2 (Table 3)	0.82	0.68	0.53	0.55	0.44	0.41	0.33	1.00	0.70	0.49	0.47	0.32	0.28	0.20
LC1, κ_e	0.19	0.16	0.13	0.13	0.09	0.08	0.04	0.23	0.20	0.17	0.16	0.12	0.10	0.05
LC2, κ	0.23	0.20	0.16	0.16	0.12	0.10	0.05	0.29	0.25	0.21	0.20	0.15	0.12	0.06
LC3, κ_u	0.31	0.26	0.22	0.21	0.16	0.13	0.06	0.39	0.34	0.28	0.26	0.20	0.16	0.08
LC4, κ_u	0.32	0.27	0.22	0.21	0.15	0.12	0.06	0.32	0.28	0.23	0.22	0.17	0.13	0.07
LC5, κ_u	0.19	0.16	0.13	0.12	0.08	0.07	0.03	0.16	0.14	0.12	0.11	0.08	0.07	0.03
$\rho_{min,1}$ by Eq.(6)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$\rho_{min,2}$ by Eq.(15)	0.35	-	-	-	-	-	0.19	1.35	0.55	-	-	-	-	0.12
$\rho_{strength}$	1.76	2.37	2.21	2.60	2.43	2.49	1.99	1.95	1.08	0.89	1.08	0.82	0.85	0.43
ρ_{design}	1.76	2.37	2.21	2.60	2.43	2.49	1.99	1.95	1.08	0.89	1.08	0.82	0.85	0.43
α_3 by Eq.(17)	0.79	0.65	0.50	0.54	0.41	0.39	0.29	1.00	0.73	0.51	0.49	0.33	0.28	0.20

이는 KCI 기준에서 권고하고 있는 유효강성비 0.7보다 매우 작은 값이다.

6. 결 론

이 연구에서는 성능기반설계를 위한 기둥의 주철근비에 대하여 연구하였다. 주철근의 배근량 결정시, 강도요구 뿐만 아니라, 기둥의 장기변형에 의한 철근의 항복방지, 내진설계를 위한 기둥 연성능력의 확보, 철근비에 따른 유효강성의 변화 등 3가지 조건을 고려하였다. 그 결과는 다음과 같다.

- 1) 콘크리트와 철근의 변형적합조건을 사용하여 장기변형에 의한 최소철근비를 축력비, 콘크리트의 장기변형률, 철근의 항복변형률의 함수로 정의하였다. 안전측의 최소철근비를 정의하기 위하여 콘크리트의 최대 장기변형률을 정의하였으며, 이 값은 실제 기둥에서 계측된 변형률과의 비교를 통하여 검증하였다.
- 2) 장기변형에 의한 최소철근비는 작용압축력비가 클수록 증가하며, 철근의 항복강도가 클수록 감소한다. 국내의 시공 및 환경조건하에서, 극한축력비가 0.3 이하인 경우에는 콘크리트의 장기변형에 대한 최소철근이 필요없는 것으로 나타났다. 특히, $f_y = 500$ MPa 이상의 고강도철근을 사용하는 경우에는, 대부분의 경우 최소철근이 필요없는 것으로 나타났다.
- 3) 휨모멘트가 작고 작용하는 압축력이 매우 큰 경우, 또는 작용하는 압축력이 작거나 인장력을 받는 경우에는 극한휨모멘트가 균열모멘트보다 작을 수 있으며, 따라서, 연성도 확보를 위한 최소철근을 고려해야 한다.
- 4) 기둥의 유효강성은 철근비가 클수록, 작용 축력비가 클수록 증가한다.
- 5) 제안된 최소철근비를 예제에 적용한 결과, 장기변형에 대한 최소철근비와 연성확보를 위한 최소철근비는 필요없거나, 현행 KCI와 ACI기준에서 규정하

는 1%에 비하여 매우 작은 값을 나타냈으며, 따라서 대부분의 기둥들에서 강도요구에 의한 철근비로 결정되었다.

- 6) 유효강성을 수정하는 반복해석과 설계를 통하여 강도와 유효강성을 동시에 만족하는 철근비를 구할 수 있었다. 설계결과, 축력이 작은 대부분의 기둥에서 유효강성 I_{eff} 는 $0.2\sim 0.5I_g$ 범위였으며, 이는 현행 기준에서 권고하는 유효강성 $0.7I_g$ 보다 매우 작았다.

감사의 글

이 연구는 국토해양부 건설교통 R&D정책 인프라사업의 연구비 지원에 의해 수행되었으며(06기반구축A01), 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준 해설, 기문당, 2008, pp. 39~45, 128, 246.
2. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-08) and Commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2007, pp. 77, 138, 290.
3. Richart, F. E., Bertin, R. L., and Lyse, I., "Reinforced Concrete Column Investigation-Tentative Final Report of Committee 105 and Minority Recommendations for Design Formula of Reinforced Concrete Columns," *ACI Journal Proceedings*, Vol. 29, No. 6, 1933, pp. 275~284.
4. MacGregor, J. G. and Hage, S. E., "Stability Analysis and Design of Concrete Frames," *Proceedings, ASCE*, Vol. 103, No. ST10, 1977, pp. 1953~1970.
5. Mirza, S. A., "Flexural Stiffness of Rectangular RC Columns," *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 4, 1990, pp. 425~435.
6. Paulay, T. and Priestley, M. J. N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons Inc., New York. 1992, pp. 162~164.

7. Mehanny, S. S. F., Kuramoto, H., and Deierlein, G. G., "Stiffness Modeling of RC Beam-Columns for Frame Analysis," *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 2, 2001, pp. 215~225.
8. Khuntia, M. and Ghosh, S. K., "Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Analytical Approach," *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 3, 2004, pp. 351~363.
9. Khuntia, M. and Ghosh, S. K., "Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Experimental Verification," *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 3, 2004, pp. 364~374.
10. Elwood, K. J. and Eberhard, M. O., "Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns," *PEER Research Digest*, No. 2006-1, 2006, pp. 1~5.
11. Elwood, K. J. and Eberhard, M. O., "Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns," *ACI Structural Journal*, Vol. 106, No. 4, 2009, pp. 476~484.
12. 이재훈, 배성용, "철근콘크리트 원형교각의 설계지진력 해석시의 항복유효강성," 대한토목학회논문집, 21권, 5-A호, 2001, pp. 719~728.
13. 배성용, 이재훈, "설계지진력 해석시의 철근콘크리트 사각단면교각의 항복유효강성," 한국콘크리트학회 가을 학술대회 논문집, 13권, 2호, 2001, pp. 941~946.
14. Davis, R. E. and Davis, H. E., "Flow of Concrete Under the Action of Sustained Loads," *Journal of the American Concrete Institute, Proceedings*, Vol. 27, No. 3, 1931, 837 pp.
15. Richart, F. E. and Staehle, G. C., "Second Progress Report on Column Tests at the University of Illinois," *Journal of the ACI, Proceedings*, Vol. 27, No. 3, 1931, 761 pp.
16. Slater, W. A. and Lyse, I., "Second Progress Report on Column Tests Made at Lehigh University," *Journal of the ACI, Proceedings*, Vol. 27, No. 3, 1931, 791 pp.
17. Richart, F. E. and Staehle, G. C., "Fourth Progress Report on Column Tests at the University of Illinois," *Journal of the ACI, Proceedings*, Vol. 28, No. 1, 1932, 279 pp.
18. Lyse, I. and Kreidler, C. L., "Fourth Progress Report on Column Tests Made at Lehigh University," *Journal of the ACI, Proceedings*, Vol. 28, No. 1, 1932, 317 pp.
19. Lyse, I., "Fifth Progress Report on Column Tests Made at Lehigh University," *Journal of the ACI, Proceedings*, Vol. 29, 1933, 433 pp.
20. Logeman, R. T., Wheeler, Walter H., Mensch, L. J., and Stasio, J. Di, "Discussion of Report of Committee 105: 'Reinforced Concrete Column Investigation'- Tentative Final Report of Committee 105 and Minority Recommendations for Design Formulas of Reinforced Concrete Columns," *Journal of the ACI, Proceedings*, Vol. 30, 1933, 78 pp.
21. Richart, F. E., "Discussion of Report of Committee 105: 'Reinforced Concrete Column Investigation'- Closure by Chairman, Committee 105," *Journal of the ACI, Proceedings*, Vol. 30, 1933, 153 pp.
22. Ziehl, P. H., Cloyd, J. E., and Kreger, M. E., *Evaluation of Minimum Longitudinal Reinforcement Requirements for Reinforced Concrete Columns*, Research Report 1473-S, Center for Transportation Research, University of Texas at Austin, Tex., 1998, 128 pp.
23. NZS 3101-New Zealand Standard, *Concrete Structure Standard: Part 2-Commentary on the Design of Concrete Structures*, New Zealand, 1995, pp. 25, 110.
24. BS EN 1992-1-1, *Eurocode 2: Design of Concrete Structures-Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*, British Standards Institution, 2004, 162 pp.
25. Lin, C. H. and Furlong, R. W., "Longitudinal Steel Limits for Concrete Columns," *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 3, 1995, pp. 282~287.
26. ACI Committee 209, *Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures (ACI 209R-92)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1992, 47 pp.
27. Comité Euro-International Du Béton, *CEB-FIP Model Code 1990*, Thomas Telford Services Ltd., 1993, pp.33~65.
28. Pfeifer, D. W., Magura, D. D., Russell, H. G., and Corley, W. G., "Time Dependent Deformations in a 70 Story Structure," *ACI Special Publication*, Vol. 27 (SP27-07), 1971, pp. 159~185.
29. Russel, H. G. and Larson, S. C., "Thirteen Years of Deformations in Water Tower Place," *ACI Structural Journal*, Title No. 86-S21, 1989, pp. 182~191.
30. 한국콘크리트학회, "콘크리트 표준시방서 개정(안)," 한국콘크리트학회, 2009, 360 pp.
31. ASCE, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings," *FEMA 356*, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2000, 6-12 pp.
32. 대한토목학회, 서울대학교 교량설계핵심기술연구단 [공] 편저, "도로교설계기준 해설 : 공통·강교·콘크리트교·하부구조·내진설계," 기문당, 2008, pp. 990~991.
33. Berry, M. P., Parrish, M., and Eberhard, M. O., "PEER Structural Performance Database User's Manual," *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, University of California- Berkeley, Berkeley, CA, 2004, 38 pp. (www.ce.washington.edu/~peera1)
34. MIDAS Information Technology, *MIDAS/Gen Analysis Manual*, 2005, 305 pp.

요약 본 연구에서는 성능기반설계를 위한 기둥의 주철근비에 대하여 연구하였다. 일률적인 현행 설계기준과 달리, 다양한 기둥의 설계변수를 고려하여 기둥의 주철근을 정의하였다. 기둥의 최소철근비는 다음의 2 가지 사항을 고려하여 평가하였다; 1) 사용상태에서 콘크리트의 장기변형에 의한 철근의 조기항복 방지; 2) 내진설계시 기둥의 연성능력을 확보하기 위해 균열모멘트 이상의 극한휨강도 확보. 배근상태와 하중조건에 따른 기둥의 유효강성도 강도설계시 추가적으로 고려하였으며, 3 가지 사항을 고려한 주철근비 결정방법을 제안하였다. 제안된 방법은 설계예제에 적용되었다.

핵심용어 : 철근콘크리트 기둥, 주철근비, 크리프 및 건조수축, 연성능력, 유효강성