
철근콘크리트 휨부재 및 압축부재의 재료저항계수 적용에 관한 연구

Material Resistance Factors for Reinforced Concrete
Flexural and Compression Members



김재홍*

Kim, Jae-Hong



이재훈**

Lee, Jae-Hoon

ABSTRACT

In the Ultimate Strength Design, the design strength of a member is determined by multiplying the strength reduction factor to the nominal strength. This concept may be a reasonable approach, however it can not consider failure modes appropriately. Moreover, column design strength diagram shows an abrupt change at a low level of axial load, which does not seem to be reasonable. This research compares the design strength determined by the strength reduction factor with the design strength determined by the proposed material resistance factors. As the material resistance factors for flexure and compression, 0.65 and 0.90 are proposed for concrete and steel, respectively. The design strength calculation process by applying material resistance factors addresses failure modes more effectively than by applying member strength reduction factor, and provides more reasonable design strength for reinforced concrete flexural and compression members.

Keywords : design strength, flexure and compression, strength reduction factor,
material resistance factor, ductility.

* 정회원, 영남대학교 토목공학과 석사
** 정회원, 영남대학교 토목공학과 부교수

• 본 논문에 대한 토의를 2000년 8월 31일까지 학회로 보내
주시면 2000년 10월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서 론

1950년대 중반에 이루어진 콘크리트구조물에 대한 강도설계법의 도입은 한계상태설계법으로의 발전에 중요한 전기가 되었다. 이때, 설계강도의 결정방법에 있어서 유럽과 미국은 각기 다른 개념을 채택하였다. 유럽은 BS, CEB, DIN 등의 설계기준에서 재료별로 강도감소계수를 달리 적용하는 부분안전계수(partial safety factor)의 개념을 채택하였고, 미국은 ACI 318-56 code의 개정 초안에서 유럽과 같이 부분안전계수의 개념을 제안하였으나⁽¹⁾ 많은 논란 끝에 최종적으로 공칭강도에 부재거동별로 강도감소계수를 달리 적용하는 개념을 채택하였다.⁽²⁾ 이러한 결정에 대하여 Gamble⁽³⁾은 비기술적 이유(non-technical reason)로인하여 부분안전계수의 적용개념이 채택되지 않았다고 지적하였다. 국내에서는 1968년 철근콘크리트표준시방서에 ACI 개념의 강도설계법이 소개된 후 1983년부터 콘크리트표준시방서의 주된 설계법으로 채택되었다.

이 두 가지 개념은 각각의 장점을 가지고 있으므로 어느 것이 더 우월하다고는 판단하기 어려우나, 휨과 압축을 받는 기둥부재의 설계강도에 있어서 부분안전계수의 개념이 좀더 합리적이고 믿어진다. 부재거동별 강도감소계수를 적용하는 국내의 현 설계기준⁽⁴⁾은 휨부재에는 0.85의 강도감소계수 ϕ_f 를 적용하며 휨과 축방향 압축을 겸하여 받는 부재에는 설계축력강도 $\phi_c P_n$ 에 따라 각기 다른 강도감소계수를 적용한다. 즉, $\phi_c P_n$ 가 $0.1f_{ck}A_g$ 이상인 경우에는 0.7 또는 0.75의 강도감소계수 ϕ_c 를 적용하고, 그 이하의 축력에 대하여는 ϕ_c 와 ϕ_f 를 축력에 따라 직선보간하여 결정한다. 따라서, Fig. 1과 같이, 보에 대하여는 변형률연성지수(strain ductility index)에 관계없이 0.85의 강도감소계수를 사용하는데 비하여 휨과 축방향압축을 겸하여 받는 기둥에는 동일한 변형률연성지수를 갖더라도 휨부재보다 작은 강도감소계수를 적용하게 되어 안전율의 일관성이 결여되어 있다고 할 수 있다. 또한, Fig. 2와 같이 강도감소계수의 적용기준점 $\phi_c P_n = 0.1f_{ck}A_g$ 에서 설계강도의 변화가 급격한 형태(hump 발

생)를 보이는데, 축력이 $0.1f_{ck}A_g$ 인 경우에 휨설계강도가 가장 작아야 되는 이유를 논리적으로 설명하기 어렵다.

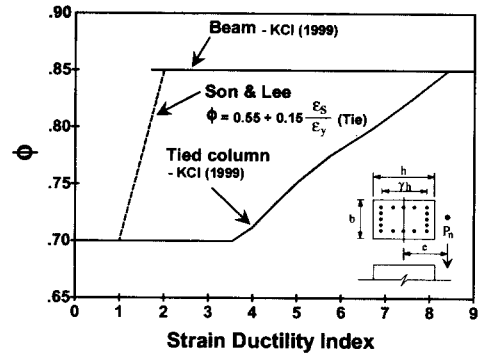


Fig. 1 Strength reduction factors for strain ductility index

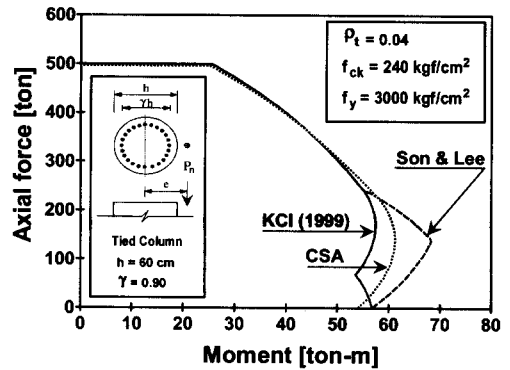


Fig. 2 Design strength of reinforced concrete column

이와 같은 문제점을 보완하기 위하여 ACI 318-95⁽⁵⁾는, 9.3절에 규정된 강도감소계수 적용법의 대응으로 Appendix B "Unified Design Provisions"의 변형률연성을 근거로 한 강도감소계수적용법을 사용하여도 좋다고 명시하였으며, 국내에서도 손혁수와 이재훈⁽⁶⁾은 Fig. 1에 나타난 바와 같은 변형률연성지수에 따른 강도감소계수의 적용법을 제안하였다. 이러한 방법은 연성을 이론적 근거로 하여 현 설계기준보다는 합리적이라고 할 수 있으나, Fig. 2에 나타난 바와 같이 이러한 방법도 역시 설계강도의 변화가 다소 급격한 형태를 보이는 문제점을 근본적으로 해결하기는 어렵다.

한편, 캐나다의 경우 1977년 CSA 시방서까지는 ACI와 같이 부재거동별 강도감소계수를 사용

하였으나, 1984년도부터 한계상태설계법을 도입하여 유럽의 부분안전계수와 같은 개념인 재료저항계수(material resistance factor)를 적용한다.⁽⁷⁾ 이에 따라 기둥의 설계강도를 결정하는 경우에는 Fig. 2에 보이는 바와 같이 설계강도가 급격히 변화하는 문제점이 해결된다.

각국의 설계기준은 더 합리적인 설계결과를 얻을 수 있도록 보완·개정되고 있는데, 포괄적으로 말하면 한계상태설계법의 발전과정이라고 할 수 있을 것이다. 재료저항계수에 의한 한계상태설계법을 적용하기 위해서는, 설계되는 구조물의 안전율이 기존 구조물과 유사하도록 재료저항계수를 결정하는 작업이 매우 중요하다. 본 연구는 휨부재 및 압축부재에 대한 합리적인 설계방법의 한 대안을 제시하고, 현 설계기준에 의한 설계강도와 비교·분석을 통하여 재료저항계수의 국내적용에 대한 적합성을 검토함으로써 한계상태설계법에 대한 기본 연구자료를 제공하고자 한다.

2. 재료저항계수의 결정방법

2.1 재료저항계수 결정방법의 선정

콘크리트와 철근에 대한 재료저항계수들을 결정하는 방법으로는 신뢰성 분석을 이용하는 접근방법과 기존 설계기준에 따른 구조물의 안전율을 기준으로 계수를 결정하는 접근방법이 있다. 신뢰성 분석을 이용하는 접근방법은 이론에 근거한 계수를 도출할 수 있다는 장점이 있으나, 실제 건설현장에서 이루어지고 있는 재료의 품질관리 수준과 시공의 기술수준(workmanship) 등을 정량적으로 평가한 기본자료가 충분하여야 한다는 제약조건이 따른다. 이에 비하여 기존 설계기준에 따른 구조물의 안전율을 기준으로 계수를 결정하는 접근방법은 경험적 자료에 기초를 두는 것으로서 안전율을 유지하는 것을 목적으로 한다.

캐나다의 경우에는 1984년도에 한계상태설계법을 도입했을 때, 기존 설계기준에 따른 구조물의 안전율을 기준으로 계수를 결정하는 접근방법을 채택하여, 재료저항계수를 먼저 결정한 후 구조물의 안전율을 유지하도록 하중계수를 일부 조정하였다.

한편, 기존의 하중계수를 사용하면서 구조물의 안전율을 유지하기 위해서는 기존 설계기준에 따른 설계강도를 기준으로 재료저항계수를 결정하여야 한다. 본 연구에서는 재료의 품질관리 수준과 시공의 기술수준 등의 정량적 평가자료가 충분하지 않은 국내 현실을 고려하여 기존 설계기준에 따른 구조물의 안전율을 기준으로 계수를 결정하는 접근방법을 채택하였으며, 이에 따라 설계강도를 기준으로 재료저항계수를 도출하였다.

2.2 강도설계법과 한계상태설계법의 설계강도

국내의 현 설계기준⁽⁴⁾은 공칭강도를 계산한 후 강도감소계수를 적용하여 설계강도를 결정한다. 공칭휨강도와 공칭축력강도의 해석에는 Fig. 3에서 실선으로 나타낸 철근의 항복강도 f_y 와 콘크리트의 등가압축응력분포를 사용한다. 재료저항계수를 사용한 한계상태설계법에서는 철근과 콘크리트의 강도에 재료저항계수 ϕ_s 와 ϕ_c 를 각각 곱하여, Fig. 3에서 점선으로 나타낸 재료강도를 사용한 해석의 결과를 설계강도로 결정한다.

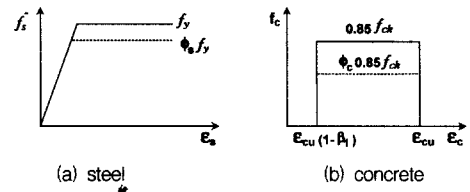


Fig. 3 Stress-strain relationship for strength calculation

따라서, 단철근 사각형 단면의 설계휨강도는 강도설계법의 경우 식 (1)의 $M_{d,USD}$ 로, 한계상태설계법의 경우 식 (2)의 $M_{d,LSD}$ 로 계산되며, 띠철근기둥의 설계순수축력강도는 식 (3)의 $P_{d,USD}$ 와 식 (4)의 $P_{d,LSD}$ 로 각각 계산된다.

$$M_{d,USD} = \phi M_n = \phi \rho f_y b d^2 \left(1 - \frac{\rho}{1.7} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \quad (1)$$

$$M_{d,LSD} = \phi_s \rho f_y b d^2 \left(1 - \frac{\rho}{1.7} \frac{f_y}{f_{ck}} \frac{\phi_s}{\phi_c} \right) \quad (2)$$

$$P_{d,USD} = \phi P_n = \phi 0.8 (0.85 f_{ck} A_c + f_y A_{st}) \quad (3)$$

$$P_{d,LSD} = 0.8 (0.85 \phi_c f_{ck} A_c + \phi_s f_y A_{st}) \quad (4)$$

3. 재료저항계수의 결정

3.1 힘에 대한 재료저항계수

식 (2)의 $M_{d,LSD}$ 를 공칭휨강도 M_n 으로 나누면, 한계상태설계법 설계휨강도의 등가강도감소계수 ϕ_m 이 식 (5)로 표현된다. 이때 철근비 ρ 를 식 (6)과 같이 균형철근비 ρ_b 와 ρ_b 에 대한 비율인 α 로 나타내면 ϕ_m 을 식 (7)로 나타낼 수 있으며, 식 (8)로 정의되는 γ 는 철근의 재료상수 f_y , E_s 와 콘크리트의 재료상수 f_{ck} , β_1 , ϵ_{cu} , 그리고 철근량(ρ_b 에 대한 비율, α)에 따라 결정된다.

$$\phi_m = \frac{M_{d,LSD}}{M_n} = \phi_s \frac{1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_{ck}} \frac{\phi_s}{\phi_c}}{1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_{ck}}} \quad (5)$$

$$\rho = \alpha \rho_b = \alpha \frac{0.85 f_{ck} \beta_1 \epsilon_{cu} E_s}{f_y (\epsilon_{cu} E_s + f_y)} \quad (6)$$

$$\phi_m = \phi_s \frac{1 - \gamma \frac{\phi_s}{\phi_c}}{1 - \gamma} \quad (7)$$

$$\gamma = \frac{\rho f_y}{1.7 f_{ck}} = \frac{\alpha \beta_1 \epsilon_{cu} E_s}{2 (\epsilon_{cu} E_s + f_y)} \quad (8)$$

이에 따라, 강도설계법의 강도감소계수 ϕ_f 와 한계상태설계법 설계휨강도의 등가강도감소계수 ϕ_m 의 차이를 식 (9)와 같이 목적함수 $f(\phi_s, \phi_c)$ 로 정의하고, 이 목적함수가 최소값을 갖도록 하는 재료저항계수 ϕ_s 와 ϕ_c 를 구하였다.

$$f(\phi_s, \phi_c) = \phi_f - \phi_m = 0.85 - \phi_s \frac{1 - \gamma \frac{\phi_s}{\phi_c}}{1 - \gamma} \quad (9)$$

이때, 각 조건에 대한 최적의 재료저항계수를 도출하는 방법으로는 Fig. 4의 Hooke와 Jeeves가 제안한 최적기법⁽⁸⁾을 사용하였다.

변수 γ 는 식 (8)에서 알 수 있는 바와 같이 철근과 콘크리트의 강도에 따라 선택된 단면에 따라 상수로 치환되는데, 다음과 같은 변수들을 조합한 210개의 단면을 대상으로 각각의 단면에 대해 최적인 재료저항계수의 조합을 산출하였다.

- 1) 콘크리트 압축강도 f_{ck} [kgf/cm²] :
210, 240, 280, 350, 420, 490, 560
- 2) 철근 항복강도 f_y : 3000, 4000 kgf/cm²
- 3) 철근비 ρ : $0.05 \rho_b \sim 0.75 \rho_b$
즉, $\alpha = 0.05 \sim 0.75$

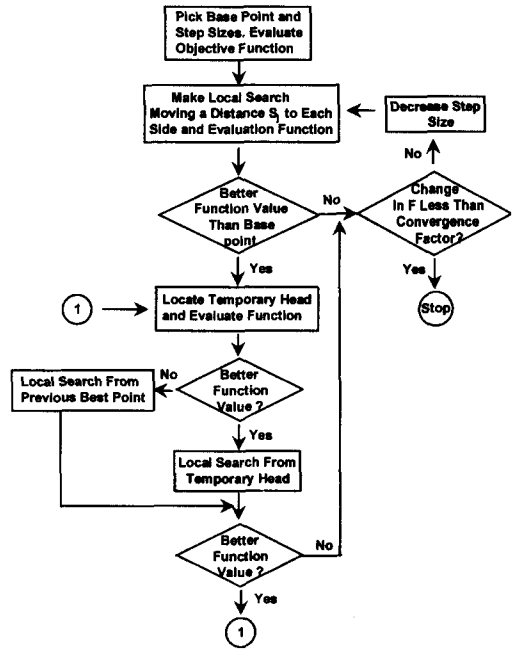


Fig. 4 Flow chart of Hooke and Jeeves' algorithm

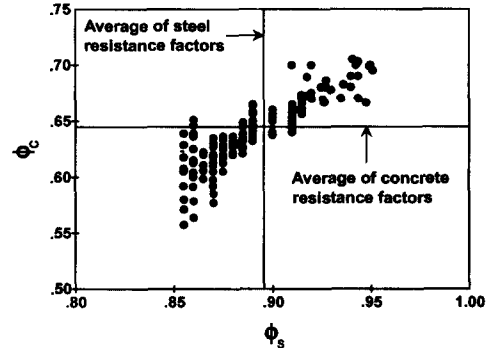


Fig. 5 Material resistance factors for flexure

Fig. 5는 산출된 재료저항계수의 분포와 평균값을 나타낸 것으로, ϕ_c 는 0.558~0.705의 분포로 평균값이 0.646, ϕ_s 는 0.855~0.951의 분포로 평균값이 0.896로 분석되었다.

3.2 순수축력에 대한 재료저항계수

식 (4)의 $P_{d,LSD}$ 를 띠철근기둥의 공칭강도 P_n 으로 나누고 기둥철근비 ρ_t 로 표현하면, 한계상태 설계법 설계축력강도의 등가강도감소계수 ϕ_m 이 식 (10)으로 표현된다. 이에 따라, 강도설계법의 강도감소계수 ϕ_c 와 한계상태설계법 설계축력강도의 등가강도감소계수 ϕ_m 의 차이를 식 (11)과 같은 목적함수로 정의하고, 이 목적함수가 최소값을 갖도록 하는 재료저항계수 ϕ_s 와 ϕ_c 를 구하였다.

$$\begin{aligned} \phi_m &= \frac{P_{d,LSD}}{P_n} \\ &= \frac{0.85 \phi_c f_{ck} (1 - \rho_t) + \phi_s f_y \rho_t}{0.85 f_{ck} (1 - \rho_t) + f_y \rho_t} \end{aligned} \quad (10)$$

$$f(\phi_s, \phi_c) = \phi_f - \phi_m = 0.7 - \phi_m \quad (11)$$

분석 대상은 다음과 같은 변수들을 조합한 56개의 단면을 택하였으며, 각각의 단면에 대해 최적의 재료저항계수의 조합을 산출하였다. 이때, 현 설계기준의 기둥에 대한 최대철근비는 0.08이지만, 실무에서 0.04를 초과하는 철근비로 설계되는 경우가 매우 드물기 때문에 0.04로 제한하였다.

- 1) 콘크리트 압축강도 f_{ck} [kgf/cm²] :
210, 240, 280, 350, 420, 490, 560
- 2) 철근 항복강도 f_y : 3000, 4000 kgf/cm²
- 3) 철근비 ρ_t : 0.01, 0.02, 0.03, 0.04

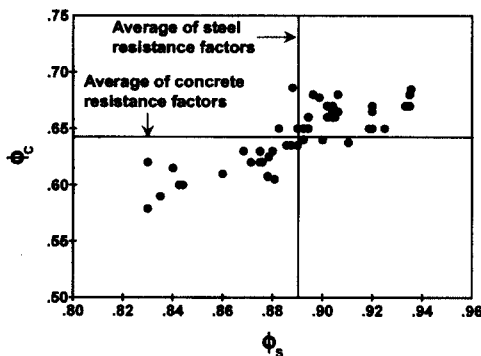


Fig. 6 Material resistance factors for axial compression

Fig. 6는 산출된 재료저항계수의 분포와 평균값을 나타낸 것으로, ϕ_c 는 0.579~0.686의 분포로 평균값이 0.643, ϕ_s 는 0.830~0.936의 분포로 평균값이 0.890으로 분석되었다.

3.3 재료저항계수의 선택

국내에서 채택하고 있는 강도설계법의 단면변수들의 변동폭을 고려하여 3.1과 3.2와 같이 재료저항계수를 산출한 결과, 콘크리트의 재료저항계수 ϕ_c 는 휨부재에 대하여 0.646, 순수축력을 받는 기둥에 대하여 0.643으로 평가되었으며, 철근의 재료저항계수 ϕ_s 는 휨부재에 대하여 0.896, 순수축력을 받는 띠철근 기둥에 대하여 0.890으로 평가되었다. 따라서, 강도감소계수를 0.05씩 증감해온 국내의 관례를 고려하면, 콘크리트의 재료저항계수 ϕ_c 로는 0.65를, 철근의 재료저항계수 ϕ_s 로는 0.90을 사용할 수 있을 것이다.

4. 설계강도의 비교

4.1 단면 변수

3장에서 제안한 0.65의 ϕ_c 와 0.90의 ϕ_s 를 적용하여 한계상태설계법의 개념의 설계강도를 결정하는 경우에 대하여 단면변수들에 따른 설계강도의 변화 경향을 비교·분석하였다. 강도해석은 다음의 변수를 조합한 단철근 휨부재 단면 150개, 복철근 휨부재 단면 84개, 압축부재 단면 48개에 대하여 수행하였다. f_{ck} 가 280 kgf/cm² 이하와 560 kgf/cm² 이상인 경우, 콘크리트의 등가 직사각형 압축응력분포의 변수 β_1 이 0.85와 0.65로 각각 일정한 값을 갖게 되므로 280과 560 kgf/cm²을 최소값과 최대값으로 택하였다.

- 1) 단면형상 : 사각형 단면
- 2) 콘크리트 압축강도 f_{ck} [kgf/cm²] :
 - 단철근 휨부재 단면
 - 280, 350, 420, 490, 560
 - 복철근 휨부재 단면 및 압축부재 단면
 - 280, 420, 560

- 3) 철근 항복강도 f_y : 3000, 4000 kgf/cm²
- 4) 압축부재 단면의 철근 배근 형태
 - 양단배근, 4면배근
(최외곽 철근사이의 거리의 비율, $\gamma = 0.80$)
- 5) 철근비
 - 단철근 휨부재 단면
 - $0.05 \rho_b \sim 0.75 \rho_b$ ($0.05 \rho_b$ 씩증가)
 - 복철근 휨부재 단면
 - 인장철근비 : $0.375 \rho_b, 0.75 \rho_b$
 - 압축철근비 : $0.00 \rho_b, 0.05 \rho_b, 0.10 \rho_b,$
 $0.15 \rho_b, 0.20 \rho_b, 0.25 \rho_b, 0.30 \rho_b$
 - 압축부재 단면 : ρ_t
 - 0.01, 0.02, 0.03, 0.04

4.2 휨부재의 설계강도 비교

단철근 휨부재 단면에 대하여 0.65의 ϕ_c 와 0.90의 ϕ_s 를 적용한 한계상태설계법 설계휨강도의 등가강도감소계수 ϕ_{LSD} 는 식 (12)와 같다

$$\phi_{LSD} = \frac{M_{d,LSD}}{M_n} = \phi_s \frac{1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_{ck}} \frac{\phi_s}{\phi_c}}{1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_{ck}}}$$

$$= 0.90 \frac{1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_{ck}} \frac{0.90}{0.65}}{1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f_{ck}}} \quad (12)$$

4.1에 언급한 150개의 단철근 휨부재 단면에 대하여 등가강도감소계수 ϕ_{LSD} 를 해석한 결과, 단면변수에 따라 각기 다른 값을 나타내었다. 즉, 현 설계기준의 휨에 대한 강도감소계수 ϕ_{USD} 는 0.85를 사용하는데 비하여, ϕ_{LSD} 는 f_y 가 3000 kgf/cm²인 경우 0.806~0.896의 분포를, f_y 가 4000 kgf/cm²인 경우 0.817~0.897의 분포를 보였다. 이와 같은 ϕ_{LSD} 값은 다른 변수값이 같을 때 철근항복강도와는 거의 무관하지만, 콘크리트 압축강도에는 다소 영향을 받으며 철근비에는 큰 영향을 받는다. Fig. 7은 f_y 가 3000 kgf/cm²인 단철근 휨부재 단면의 등가강도감소계수 ϕ_{LSD} 의 변화를 보여주는데, 콘크리트 압축강도가 증가할

수록 등가강도감소계수가 증가하며 철근비가 증가할수록 등가강도감소계수가 감소하는 경향을 보인다. 이러한 경향은 휨부재 단면의 연성과 관련 있는 것으로, 철근비가 증가하여 연성이 감소하는 경우에는 설계강도를 감소시켜서 안전율을 증가시킨다는 것을 의미한다. 한편, 콘크리트 압축강도가 280 kgf/cm² 이하인 경우, 실무에서 일반적으로 설계되는 단면의 철근비 $0.3 \rho_b \sim 0.5 \rho_b$ (최대철근비 ρ_{max} 에 대한 비율 0.40~0.67)에 대하여는 0.842~0.868 범위의 ϕ_{LSD} 값을 보이므로 0.85를 사용하는 현 설계기준의 휨설계강도와 큰 오차를 보이지 않는다.

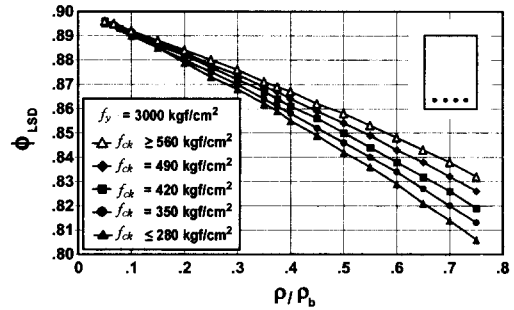
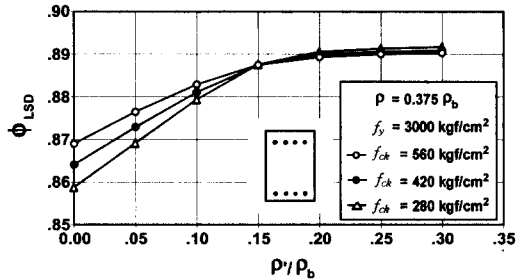
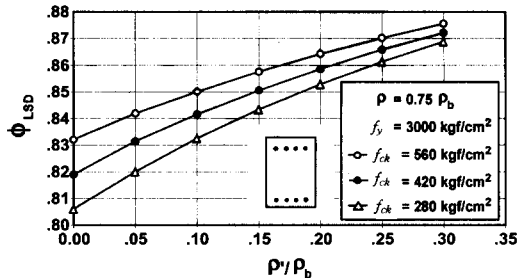


Fig. 7 ϕ_{LSD} variation for singly reinforced sections



(a) $\rho = 0.375 \rho_b$



(b) $\rho = 0.75 \rho_b$

Fig. 8 ϕ_{LSD} variation for doubly reinforced sections

4.1에 언급한 84개의 복철근 휨부재 단면에 대하여 등가강도감소계수 ϕ_{LSD} 를 해석한 결과, Fig. 8에 보이는 바와 같이 압축철근량이 증가할수록 ϕ_{LSD} 가 증가하는 경향을 보인다. 이러한 경향도 역시 단면의 연성과 관련 있는 것으로, 압축철근량이 증가하여 연성이 증가하는 경우에는 설계강도를 증가시킨다는 것을 의미한다. 철근항복강도의 차이에 따른 ϕ_{LSD} 값의 변화는 거의 발생하지 않았으며, 압축철근비가 인장균형철근비 ρ_b 의 0.3배 이하일 때, 인장철근비가 0.375 ρ_b 인 경우에는 ϕ_{LSD} 가 0.859~0.892의 분포를 보이고, 인장철근비가 0.75 ρ_b 인 경우에는 ϕ_{LSD} 가 0.806~0.880의 분포를 보인다.

4.3 휨과 압축을 받는 부재의 설계강도

휨과 압축을 받는 부재 단면에 대하여 0.65의 ϕ_c 와 0.90의 ϕ_s 를 적용한 설계강도의 등가강도 감소계수 ϕ_{LSD} 는, 철근이 4면에 고르게 배근된 단면의 경우 Table 1과 같이 0.665~0.879의 분포를 보이며, 철근이 양단에만 배근된 단면의 경우 0.665~0.896의 분포를 보인다.

Table 1 ϕ_{LSD} for columns (4 side steel arranged)

4 side arranged		ϕ_{LSD}					
f_y	ρ_t	$f_{ck} \leq 280$		$f_{ck} = 420$		$f_{ck} \geq 560$	
		min.	max.	min.	max.	min.	max.
3000	0.01	0.678	0.878	0.669	0.877	0.665	0.877
	0.02	0.701	0.878	0.686	0.878	0.678	0.878
	0.03	0.720	0.874	0.701	0.877	0.690	0.877
	0.04	0.736	0.867	0.715	0.874	0.701	0.876
4000	0.01	0.686	0.876	0.675	0.879	0.670	0.879
	0.02	0.714	0.878	0.696	0.878	0.687	0.878
	0.03	0.737	0.877	0.715	0.877	0.702	0.876
	0.04	0.754	0.874	0.730	0.876	0.715	0.875

Fig. 9와 10은 콘크리트 압축강도 및 철근의 항복응력에 따른 ϕ_{LSD} 의 차이를 보이는데, 재료강도에 따른 영향은 크지 않다는 것을 나타낸다.

Fig. 11은 설계기준의 강도감소계수(USD)와 재료저항계수를 적용한 설계강도의 등가강도감소

계수(LSD)의 변화를 편심과 단면깊이의 비율에 따라 나타낸 것인데, 편심이 증가하여(축력이 감소하여) 단면의 연성이 증가함에 따라 강도감소계수가 증가하는 경향을 보인다. 편심이 큰 경우(축력이 작은 경우)에는 ϕ_{LSD} 가 ϕ_{USD} 보다 항상 큰 값을 보이며, 철근비에 따른 ϕ_{LSD} 값의 차이는 철근비에 따른 ϕ_{USD} 값의 차이보다 작다는 것을 보여 준다. 편심이 작은 경우에는, 철근비가 0.01일 때 ϕ_{LSD} 가 0.7의 ϕ_{USD} 보다 작으며 철근비가 0.04일 때 ϕ_{LSD} 가 ϕ_{USD} 보다 크다는 것을 보여준다.

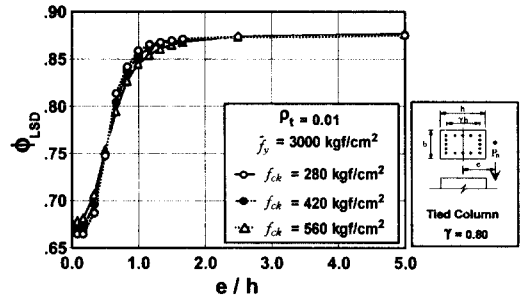


Fig. 9 ϕ_{LSD} variation of column sections with f_{ck}

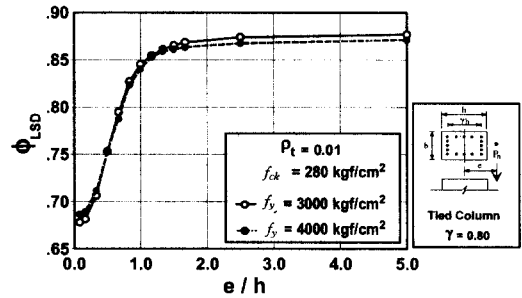


Fig. 10 ϕ_{LSD} variation of column sections with f_y

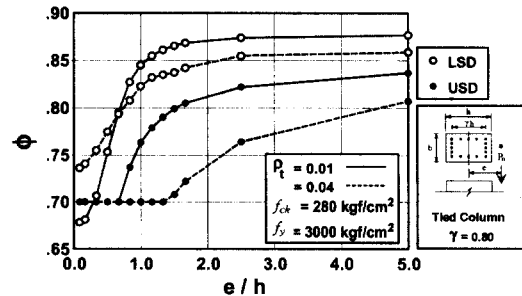


Fig. 11 ϕ_{LSD} and ϕ_{USD} variation of column sections

Fig. 12와 13은 30×60 cm 인 기둥단면에 대하여, 설계기준, 손혁수와 이재훈⁽⁶⁾의 제안, 그리고 본 연구의 제안에 따른 설계강도곡선을 비교한 것이다. Fig. 12와 13에 나타난 바와 같이, 축력이 큰 경우(편심이 작은 경우)에는 재료저항계수를 적용한 설계강도가 현 설계기준의 설계강도와 유사하지만, 철근비가 0.01인 경우에는 설계기준의 설계강도보다 작고 철근비가 0.04인 경우에는 설계기준의 설계강도보다 큰 경향을 보인다. 축력이 작은 경우(편심이 큰 경우), 재료저항계수를 적용한 설계강도는 철근비가 작을 때 현 설계기준의 설계강도와 유사하고, 철근비가 클 때 손혁수와 이재훈에 따른 설계강도와 유사함을 보인다. 또, 재료저항계수를 적용한 설계강도는 설계기준과 손혁수 등의 강도감소계수의 적용기준점에서 보이는 설계강도의 급격한 변화형태(hump)를 보이지 않는다.

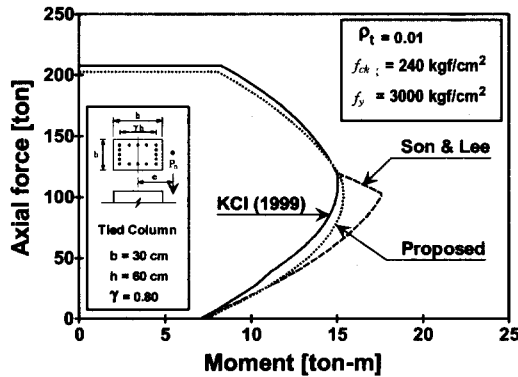


Fig. 12 Design strength of column section with 1 % steel

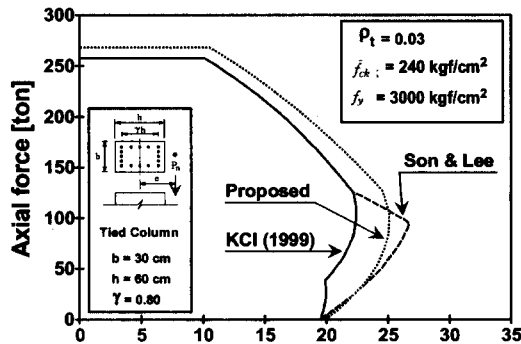


Fig. 13 Design strength of column section with 3 % steel

5. 연성과 설계강도의 관계

5.1 연성해석

휨부재 및 기둥부재에 대하여 설계강도와 연성과의 관계를 도출하기 위한 연성해석을 수행하였다. 연성해석은 재료비선형 단면해석방법을 사용하였으며, 철근에 대하여는 탄소성의 응력-변형률 곡선을, 콘크리트에 대하여는 Collins 등⁽¹⁰⁾의 응력-변형률 곡선을 사용하였다. 연성해석의 대상 단면은 4.1에 언급한 휨부재 및 기둥부재 단면을 택하였고, 연성능력은 식 (13)의 곡률연성지수 (Curvature Ductility Index)로 정의하였다.

$$CDI = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (13)$$

이때, 파괴곡률 φ_u 는 콘크리트 압축연단의 변형률이 0.003에 도달할 때의 곡률이며, 항복곡률 φ_y 는 최외측 인장철근이 항복변형률에 도달할 때의 곡률이다. Fig. 14는 비선형해석을 이용한 연성해석 프로그램 [CDI-TR]의 흐름도이다.

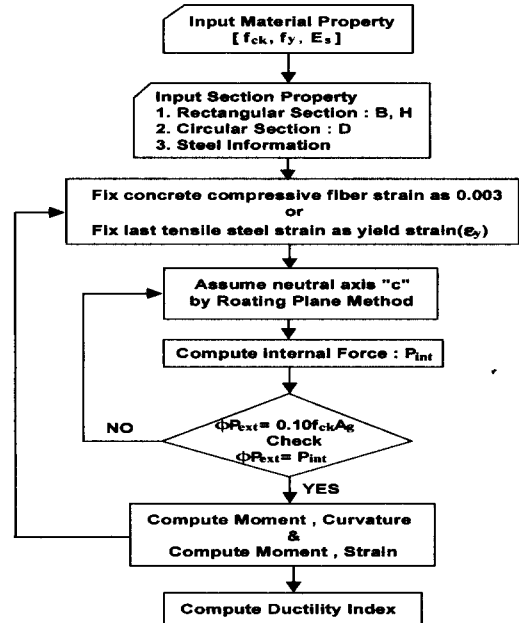


Fig. 14 Flow chart of nonlinear analysis program [CDI-TR]

5.2 연성해석에 따른 비교결과

Fig. 15~17은 단철근 및 복철근 휨부재 단면과 기둥단면의 곡률연성지수에 따른 설계강도의 변화경향을 나타낸다. Fig. 15와 16과 같이, 설계기준의 강도감소계수는 연성에 관계없이 0.85로 일정한 값을 사용하는 반면, 0.65의 ϕ_c 와 0.90의 ϕ_s 를 적용한 한계상태설계법의 설계휨강도는 인장철근비의 증가와 압축철근비의 감소에 따라 연성이 감소하고 그에 따라 등가강도감소계수 ϕ_{LSD} 가 감소하는 경향을 나타낸다.

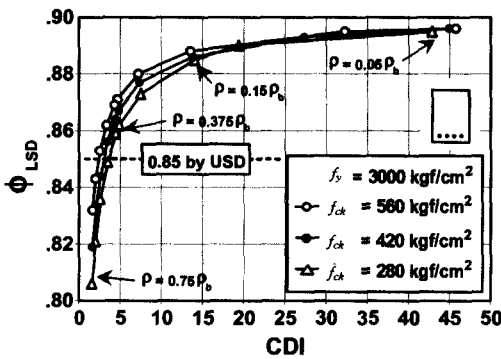


Fig. 15 ϕ_{LSD} and ϕ_{USD} variation of singly reinforced sections by curvature ductility index

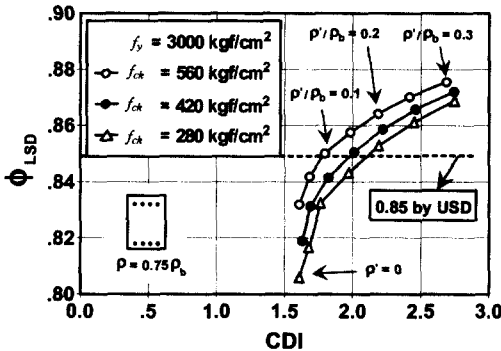


Fig. 16 ϕ_{LSD} and ϕ_{USD} variation of doubly reinforced sections by curvature ductility index

또, Fig. 17에 나타난 바와 같이, 0.65의 ϕ_c 와 0.90의 ϕ_s 를 적용한 한계상태설계법을 적용하는 경우, 기둥에 대하여도 연성증가에 따라 설계강도가 증가하는 경향을 잘 나타내고 있다. 한편, Fig. 17의 해석대상 기둥단면에 대하여, 연성지

수가 3.5 이상인 경우에는 설계기준의 강도감소계수(USD)도 0.85로 증가하므로 연성이 고려되고 있다고 할 수 있다. 그러나, 휨부재에는 연성에 관계없이 0.85로 일정한 값을 사용하는데 비하여 휨과 축방향압축을 겸하여 받는 부재에는 동일한 연성지수를 갖더라도 휨부재보다 작은 강도감소계수를 적용하게 되므로, 안전율의 일관성을 확보하지 못하고 있음을 보여준다. 설계기준의 강도감소계수가 0.7로 일정하다가 0.85로 증가하는 현상은 강도감소계수의 변화기준점을 정의하여 적용하기 때문인데, 재료저항계수를 적용하여 설계강도를 결정할 때는 이러한 기준점 없이도 자동적으로 연성을 고려할 수 있다.

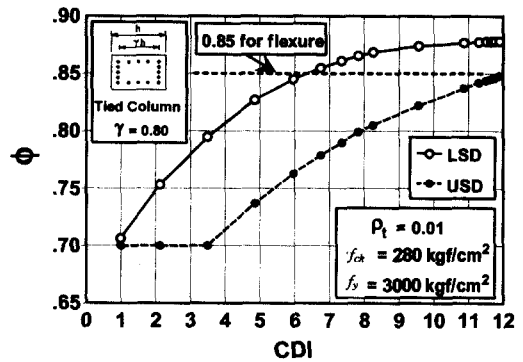


Fig. 17 ϕ_{LSD} and ϕ_{USD} variation of column sections by curvature ductility index

6. 결론

본 연구는 휨부재 및 압축부재에 대한 현 설계기준의 설계강도와 재료저항계수를 적용한 설계강도의 비교·분석을 통하여, 합리적인 설계강도 결정방법에 대한 기본 연구자료를 제공하기 위한 연구로서 다음과 같이 요약할 수 있다.

- 1) 현 설계기준의 휨 및 압축부재에 대한 안전율을 기준으로 재료저항계수를 산출한 결과, 콘크리트에 대하여 0.65, 철근에 대하여 0.90으로 평가되었다.
- 2) 0.65의 콘크리트 재료저항계수와 0.90의 철근 재료저항계수를 적용하는 경우, 단철근 휨부재 단면의 등가강도감소계수는 0.806~0.897의 분포를 보였으며, 실무에서 일반적

으로 설계되는 단면은 0.842~0.868 범위를 보이므로 0.85를 사용하는 현 설계기준의 휨 설계강도와 큰 오차를 보이지 않는다.

- 3) 등가강도감소계수는 철근항복강도와 콘크리트 압축강도보다는 철근비에 더 큰 영향을 받는다. 즉, 인장철근량의 증가와 압축철근량의 감소에 따라 등가강도감소계수가 감소한다.
- 4) 현 설계기준에 따른 기둥의 설계강도는 강도감소계수의 적용기준점에서 설계강도가 급격히 변화하는 경향(hump 발생)을 보이지만, 재료저항계수를 적용하여 설계강도를 결정하는 경우 이러한 문제점이 발생하지 않는다.
- 5) 재료저항계수를 적용하는 설계강도 결정법은 단면의 연성에 따라 안전율을 변화시키는 합리적인 방법이라고 판단된다.
- 6) 재료저항계수를 적용한 한계상태설계법의 적용성에 대한 검증으로, 전단 등 다른 형태의 구조적 거동에 대한 연구가 추가 수행되어야 할 것이다.

감사의 글

본 논문은 1998년도 영남대학교 학술연구조성비 지원에 의한 것이며, 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. ACI Committee 318, "Proposed Revision of Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-56)," *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 59, No. 2, February 1962, pp. 145-276.
2. ACI Committee 318, "Proposed Revision of Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-56) - Amendment," *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 59, No. 12, December 1962, pp. 1821-1847.
3. William L. Gamble., " ϕ -Factors and Other Anomalies," *Concrete International*, August 1988, pp. 56-58.
4. 한국콘크리트학회, "콘크리트구조설계기준," 1999.
5. ACI 318-95, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary," *American Concrete Institute*, Farmington Hills, 1995.
6. 손혁수, 이재훈, "연성을 고려한 철근콘크리트 기둥의 강도감소계수 적용에 관한 연구," *한국콘크리트학회논문집*, 제11권, 제4호, 1999 8, pp. 149-158.
7. Canadian Standard Association, "Design of Concrete Structures (CSA Standard A23.3-94)," Rexdale, Ontario, 1994, pp. 217.
9. James L. Kuester., "Optimization Techniques with Fortran", *McGraw-Hill*, Inc. (1973)
10. Collins, M. P., Mitchell, D., & MacGregor, J. G., "Structural Design Consideration for High-Strength Concrete," *Concrete International*, Vol. 15, No. 5, May 1993, pp. 27-34.

요 약

콘크리트구조설계기준의 강도설계법에서는 공칭강도에 부재거동별 강도감소계수를 적용하여 설계강도를 결정한다. 이러한 접근방법은 나름대로의 장점을 가지고 있으나, 연성거동을 합리적으로 고려하지 못하고 있다. 또, 기둥의 경우에는 강도감소계수의 적용기준점에서 설계강도가 급격히 변화하는 경향을 보이므로 안전율의 일관성이 유지되지 못한다고 할 수 있다. 본 연구는 휨부재 및 압축부재에 대한 합리적인 설계강도 결정방법에 대한 기본 연구자료를 제공하기 위한 연구로서, 현 설계기준의 설계강도와 재료저항계수를 적용한 설계강도를 비교·분석하였다. 재료저항계수를 적용하여 설계강도를 결정하는 한계상태설계법의 개념을 적용하는 경우, 콘크리트에 대한 재료저항계수로 0.65, 철근에 대한 재료저항계수로 0.90을 제안하였다. 재료저항계수를 적용하여 설계강도를 결정하는 한계상태설계법 개념은 단면의 연성을 고려한 합리적인 방법이며, 기둥의 설계강도를 합리적으로 결정하는 것으로 평가되었다.

(접수일자 : 1999. 9. 11)