

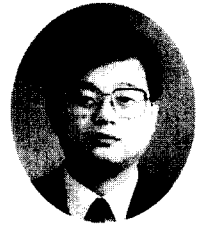
연성을 고려한 철근콘크리트 기둥의 강도감소계수 적용에 관한 연구

An Application of Strength Reduction Factors
to Reinforced Concrete Columns considering Ductility



손혁수*

Son, Hyeok-Soo



이재훈**

Lee, Jae-Hoon

ABSTRACT

Current design code states that the strength reduction factor shall be permitted to be increased linearly from that for axial compression to that for flexure as the design axial load strength $\phi_c P_n$ decrease from $0.1f_{ck}A_g$ to zero. Since this empirically adopted axial load level of $\phi_c P_n = 0.1f_{ck}A_g$ considers only sectional area and concrete strength, the other variables such as steel ratio, steel yielding strength, and steel arrangement can not be considered. This research is performed to investigate the consistency and the rationality of the code requirement for determination of column design strength. A nonlinear axial force-moment-curvature analysis was conducted in order to investigate the ductility of reinforced concrete column sections. As the result of ductility analysis, it was found that the ductility at the axial force of $\phi_c P_n = 0.1f_{ck}A_g$ represented a lack of consistency for the various variable contained sections. Therefore, a more reasonable application method of strength reduction factor is proposed, that is based on the strain ductility index.

Keywords : reinforced concrete column, strain ductility index, axial force-moment-curvature relationship, strength reduction factor

* 정회원, 영남대학교 토목공학과 박사과정

** 정회원, 영남대학교 토목공학과 조교수

• 본 논문에 대한 토의를 1999년 12월 31일까지 학회로 보내주시면 2000년 2월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서 론

기둥은 축력과 휨의 합성작용에 저항하는 구조요소로서, 강도설계법을 채택하고 있는 국내의 현 설계기준^(1,2)은 철근콘크리트 기둥에 대하여 휨-압축의 강도감소계수 ϕ_c 와 휨의 강도감소계수 ϕ_f 를 조합하여 사용하고 있다. 이것은 ACI 318 code⁽³⁾의 적용개념에 따른 것으로, Fig. 1과 같이 $\phi_c P_n = 0.1f_{ck} A_g$ 이상의 축력에 대하여는 ϕ_c 를 적용하고, 그 이하의 축력에 대하여는 ϕ_c 와 ϕ_f 를 축력에 따라 직선보간하여 결정한다.

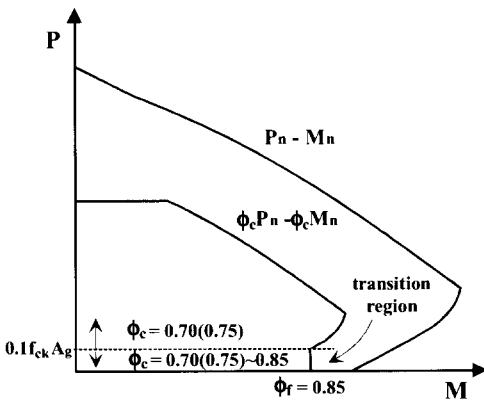


Fig. 1 P-M interaction diagram of R.C. column

현 설계기준에서 규정하고 있는 강도감소계수 변화구간의 기준 $\phi_c P_n = 0.1f_{ck} A_g$ 는 부재의 단면적과 콘크리트 강도만을 변수로 취하고 있으므로 철근비, 철근의 항복응력, 철근의 배치형태 등과 같은 철근에 관한 변수를 무시한 경험적인 값이라고 볼 수 있다. 따라서, 본 연구에서는 기둥의 설계강도에 관한 설계기준들을 비교 및 고찰하고, 콘크리트의 압축응력-변형률 곡선을 이용한 비선형해석기법으로 철근콘크리트 기둥의 축력-모멘트-곡률 해석을 수행하여 인장과괴영역에서의 기둥의 연성을 비교분석하고자 한다. 이를 통하여 다양한 변수를 가진 단면들에 대하여 현 설계기준에서 규정하고 있는 철근콘크리트 기둥의 강도감소계수 변화기준인 $\phi_c P_n = 0.1f_{ck} A_g$ 에서의 연성지수의 변화를 분석하고, 변형률연성지수를 기준으로 한 강도감소계수의 변화구간과 변화구간의 기준을 제시하고자 한다.

2. 설계강도 해석에 관한 시방서 기준

2.1 콘크리트구조설계기준(1999)

1999년도 콘크리트구조설계기준⁽²⁾에서는 휨부재, 휨과 축방향인장을 겸하여 받는 부재의 경우 $\phi_f=0.85$, 축방향압축, 휨과 축방향압축을 겸하여 받는 부재에서 띠철근기둥의 경우 $\phi_c=0.70$, 나선철근 기둥의 경우 $\phi_c=0.75$ 를 각각 적용하고 있다. 강도감소계수의 변화구간은 압축부재의 축하중강도 $\phi_c P_n$ 이 $\phi_c P_b$ 또는 $0.1f_{ck} A_g$ 중 작은 값보다 작은 구간으로, 직선보간법을 적용하여 ϕ_c 와 ϕ_f 사이의 강도감소계수를 결정한다.

2.2 ACI 318-95

ACI 318-95⁽³⁾에서는 휨부재, 휨과 축방향인장을 겸하여 받는 부재의 경우 $\phi_f=0.90$, 축방향압축, 휨과 축방향압축을 겸하여 받는 부재에서 띠철근 기둥의 경우 $\phi_c=0.70$, 나선철근 기둥의 경우 $\phi_c=0.75$ 를 각각 적용하고 있다. 강도감소계수의 변화구간은 철근의 항복응력 f_y 가 4200 kgf/cm² 이하이고, 철근의 배치가 대칭이며 인장철근과 압축철근 사이의 거리가 0.70h 이상인 부재에 대해서는 축력이 $\phi_c P_n = 0.1f_{ck} A_g$ 인 점에서부터 축력이 0인 점까지 ϕ_c 와 ϕ_f 를 직선보간한다. 그 이외의 부재에 대해서는 $0.1f_{ck} A_g$ 와 $\phi_c P_b$ 중 작은 값을 강도감소계수 변화구간의 기준점으로 한다.

2.3 ACI 318-95 Appendix B

ACI 318-95는, 9.3절에 규정된 강도감소계수 적용법의 대응으로 Appendix B "Unified Design Provisions"의 강도감소계수의 적용법을 사용하여도 좋다고 명시하였다. Appendix B의 강도감소계수 적용법은, 강도감소계수 값은 9.3절의 규준과 동일하나 기둥의 강도감소계수 변화구간을 $\phi_c P_n = 0.1f_{ck} A_g$ 대신 단면의 최외곽 인장철근의 변형률을 기준으로 채택하였다.^(3,4,5,6)

콘크리트 압축연단의 변형률이 0.003으로 가정된 변형률 한계에 도달할 때 단면의 최외곽 인장철근의 순인장변형률(net tensile strain)이 압축지배 변형률한계 이하인 경우를 압축지배단면, 인장지배 변형률한계 이상인 경우를 인장지배단면이라 하며, 순인장변형률이 압축지배변형률 한계와 인장지배변형률 한계 사이에 있는 경우에는 변화구간(transition region)으로서 축력에 따른 직선보간법을 적용한다. 여기서, 공칭강도해석에 의한 순인장변형률은 프리스트레스에 의한 변형률을 제외한 최외곽 인장철근의 순인장변형률이며, 압축지배변형률 한계는 0.002이고, 인장지배 변형률 한계는 0.005이다. 이와 같은 압축지배 변형률한계와 인장지배 변형률한계는 Grade 60 철근($f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$)을 기준으로 하여 결정되었다.

3. 연성해석

3.1 연성거동의 변수

철근콘크리트 부재는 콘크리트 압축강도, 철근의 항복응력, 인장철근량, 압축철근량, 콘크리트의 극한변형률, 횡방향 구속철근, 축력 등에 의해서 휨연성이 좌우된다.^(7,8) 콘크리트 압축강도의 경우 실린더 공시체는 콘크리트 압축강도가 클수록 취성과파괴의 양상을 보이지만, 철근콘크리트 단면에서는 철근량이 일정한 경우 콘크리트 압축강도가 증가할수록 연성이 증가한다. 철근에 대해서는 철근의 항복응력이 증가할수록 연성은 감소되며, 인장철근비가 작을수록, 압축철근비가 클수록 연성은 증가한다. 또한 콘크리트의 극한변형률이 증가할수록 극한상태의 처짐 또는 곡률이 증가되어 연성은 증가된다. 횡방향 구속철근에 대해서는 횡구속철근량에 따라 콘크리트의 압축강도와 극한변형률이 증가하여 연성이 증가하며, 부재에 작용하는 축력이 클수록 연성은 감소한다. 철근콘크리트 기둥은 이와 같은 다양한 변수들에 의해서 연성능력이 좌우되므로 기둥의 설계강도 계산시 인장파괴영역에서는 단면을 구성하고 있는 변수에 따른 기둥의 연성을 고려하여 강도감소계수를 적용하는 것이 합리적일 것이다.

3.2 연성지수

철근콘크리트 부재의 연성은 변형률연성(strain ductility), 곡률연성(curvature ductility), 회전각연성(rotational ductility), 변위연성(displacement ductility)으로 표현되는데, 변형률연성과 곡률연성은 부재단면의 연성을 정의하며, 회전각연성과 변위연성은 구조물의 연성을 정의한다. 본 연구에서는 현 설계기준이 규정하고 있는 강도감소계수 변화구간의 기준점에 대한 연성평가를 위하여 다음과 같은 곡률연성지수와 변형률연성지수를 사용하였다. 이때, 최외곽 철근이 항복했을 때를 항복상태로, 콘크리트 압축연단의 변형률이 0.003에 도달했을 때를 극한상태로 정의하였으며, 기둥단면의 해석시 철근에 대하여는 탄소성의 응력-변형률 곡선을, 콘크리트에 대하여는 등가직사각형 응력블럭과 Collins등⁽⁹⁾이 제안한 응력-변형률 곡선의 두가지를 사용하였다. Fig. 2는 철근콘크리트 기둥의 연성지수를 구하기 위하여 작성한 비선형해석 프로그램 [CDI-TR]의 흐름도를 나타내며, Fig. 3은 연성지수의 정의에 사용되는 곡률과 변형률을 나타낸다.

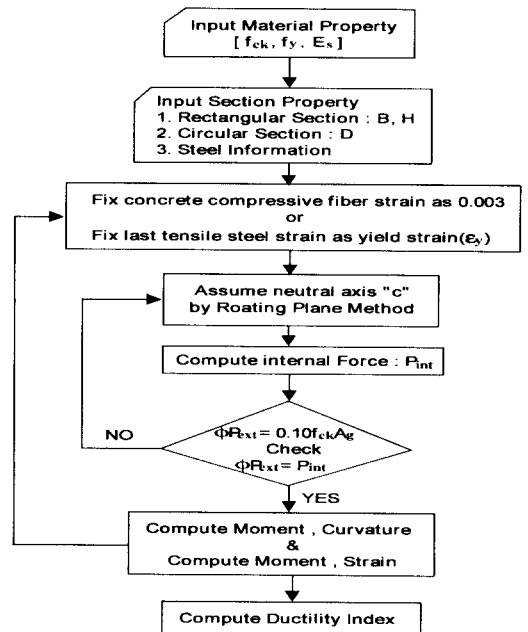


Fig. 2 Flow chart of nonlinear analysis program [CDI-TR] for R.C. column

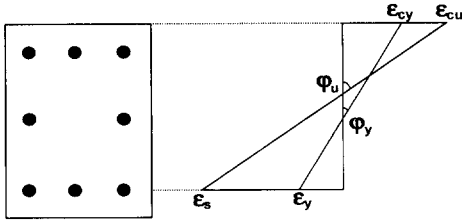


Fig. 3 Curvature and strain at yielding of tensile steel and sectional failure state

3.2.1 응력-변형률 곡선을 이용한 곡률연성지수
철근콘크리트 기둥의 비선형해석을 수행하여
응력-변형률 곡선을 이용한 곡률연성지수 CDI_{cur}
는 식(1)로 결정한다. 이때, $\varphi_{u,cur}$ 는 콘크리트
압축연단의 변형률이 0.003인 극한상태의 곡률
이며 $\varphi_{y,cur}$ 는 최외곽 인장철근이 항복변형률에
 도달했을 때의 곡률을 나타낸다.

$$CDI_{cur} = \frac{\varphi_{u,cur}}{\varphi_{y,cur}} \quad (1)$$

3.2.2 직사각형 응력블럭을 이용한 곡률연성지수
등가직사각형 응력블럭은 극한상태에서의 콘크
리트 압축응력 분포이므로, 인장철근이 항복하는
상태에 대한 해석에는 적합하지 않다. 따라서 철
근 항복시의 곡률은 응력-변형률 곡선을 이용하
여 구한 곡률 $\varphi_{y,cur}$ 를 사용하고, 극한상태의 곡
률 $\varphi_{u,blo}$ 은 등가직사각형 응력블럭을 이용하여
 구한 후, 식(2)에 따라 응력블럭을 이용한 곡률
 연성지수 CDI_{blo} 를 구한다.

$$CDI_{blo} = \frac{\varphi_{u,blo}}{\varphi_{y,cur}} \quad (2)$$

3.2.3 응력-변형률 곡선을 이용한 변형률연성지수
콘크리트와 철근의 응력-변형률 곡선을 이용하
여 콘크리트 압축연단의 변형률이 0.003에 도달
했을 때의 최외곽 인장철근의 변형률($\epsilon_{s,cur}$)을
 구한 후, 식(3)과 같이 철근의 항복변형률 ϵ_y 에
 대한 비율로 응력-변형률 곡선을 이용한 변형률
 연성지수 SDI_{cur} 를 결정한다.

$$SDI_{cur} = \frac{\epsilon_{s,cur}}{\epsilon_y} \quad (3)$$

3.2.4 직사각형 응력블럭을 이용한 변형률연성지수
등가직사각형 응력블럭을 이용하여 콘크리트
압축연단의 변형률이 0.003에 도달했을 때의 최
외곽 인장철근의 변형률($\epsilon_{s,blo}$)을 구한 후, 식
(4)에 따라 등가직사각형 응력블럭을 이용한 변
형률연성지수(SDI_{blo})를 계산한다.

$$SDI_{blo} = \frac{\epsilon_{s,blo}}{\epsilon_y} \quad (4)$$

4. 강도감소계수 변화기준점의 연성지수

4.1 강도감소계수의 변화기준이 되는 축력

Fig. 4는 강도감소계수 변화구간의 기준점에
해당하는 축력을 나타낸다. 현 설계기준은 설계축
력강도 $\phi_c P_n$ 을 기준으로 강도감소계수 변화구간
을 규정하고 있으므로, 이에 해당하는 축력은
Fig. 3의 P_A 로써 식 (5)로 표현된다. 한편, 점
A는 점 B의 좌표인 축력-휨 공칭강도에 ϕ_c 를 곱
하여 얻어지므로, 이에 해당하는 공칭강도상의 축
력 P_B 는 식 (6)으로 구할 수 있다.

$$P_A = 0.1 f_{ck} A_g \quad (5)$$

$$P_B = \frac{0.1 f_{ck} A_g}{\phi_c} \quad (6)$$

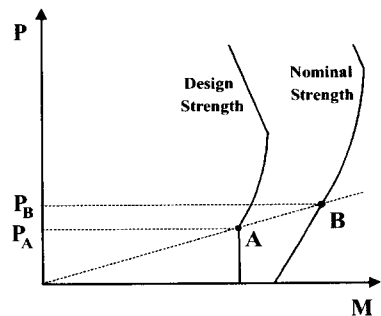


Fig. 4 Corresponding axial loads

4.2 연성해석에 사용된 단면변수

강도감소계수의 변화기준점에서의 연성지수를 얻기 위하여 다음과 같은 변수를 갖는 단면을 택하였으며, 변수들을 조합한 총 600 개의 단면에 대하여 비선형해석을 수행하고 각 단면에 대하여 3.2절의 4가지 연성지수를 구하였다.

(1) 단면형상 및 철근배근형태

사각형 단면의 양단에만 철근을 배근한 단면 (Fig. 5(a)), 사각형단면의 4변에 40개의 철근을 배근한 단면 (Fig. 5(b)), 원형단면에 40개의 철근을 배근한 단면 (Fig. 5(c)).

(2) 콘크리트 압축강도 (f_{ck})

100, 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000 kgf/cm²

(3) 철근 항복응력 (f_y)

3000, 4000 kgf/cm²

(4) 축방향 철근비 (ρ)

1%, 2%, 4%, 6%, 8%

(5) 압축철근과 인장철근사이 거리의 비율 (γ)

0.90h, 0.80h

(6) 축력

공칭강도상의 강도감소계수 변화기준점에 해당하는 축력

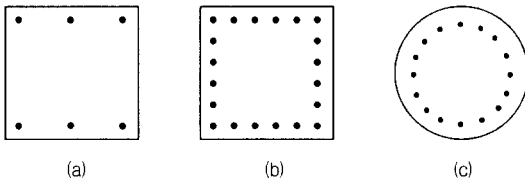


Fig. 5 Section type in ductility analysis

4.3 강도감소계수 변화기준점의 연성지수 해석결과

Fig. 6~9는 각 변수에 따른 강도감소계수 변화기준점에서의 연성지수 해석결과를 나타낸다. 그림에 보이는 바와 같이 곡률연성지수(CDI)는 변형률연성지수(SDI)보다 항상 작은 값을 보이지만 전반적인 변화경향은 유사하다. 또, 콘크리트 강도가 증가할수록 연성지수가 감소하는 경향

을 보이는데, 균형과괴시의 축력강도(P_b)에 대한 강도감소계수 변화기준 축력(P_B)의 비율이 증가하기 때문이다. 단면의 양단에만 철근을 배근한 경우, 등가직사각형 응력블럭을 이용한 연성지수(CDI_{blo} 와 SDI_{blo})는 콘크리트 압축강도가 600 kgf/cm² 이상인 경우에 일정한 값을 나타내고 있는데, 응력블럭을 이용한 단면강도 해석시 콘크리트 압축강도가 560 kgf/cm² 이상인 경우에 β_1 값이 0.65로서 일정하기 때문이다.

Fig. 6과 7에 나타난 바와 같이, 철근의 항복응력(f_y)이 큰 경우, 철근비(ρ)가 큰 경우, 또 압축철근과 인장철근 사이의 거리(γ)가 작은 경우에 연성지수가 감소하며, 연성지수들(CDI_{cur} , CDI_{blo} , SDI_{cur} , SDI_{blo}) 간의 값의 차이도 줄어드는 경향을 나타내었다.

Fig. 8에 보이는 바와 같이, 철근을 사각형단면의 양단에만 배근한 경우 콘크리트 강도가 증가할수록 연성지수가 감소하는 경향을 나타내는데 반하여, 철근을 단면의 4변에 고르게 배근한 단면은 연성지수의 변화가 크지 않다.

Fig. 9는 단면전체에 고르게 철근을 배근한 사각형 단면과 원형단면의 연성지수를 비교하고 있는데, 전반적으로 유사한 경향을 나타내고 있으나 원형단면의 연성이 낮음을 보여 준다.

이상의 강도감소계수 변화기준점에서의 연성지수 분석결과, 단면의 형상, 콘크리트 압축강도, 철근비, 철근의 항복응력, 철근의 배치형태 등에 따라 연성지수가 다양한 값을 보이고 있으므로, 연성을 판단기준으로 한다면 현 설계기준의 강도감소계수 변화기준 축력은 일관성이 결여된 결과를 제공한다고 판단된다.

5. 연성을 고려한 강도감소계수의 변화구간

기둥은 축력과 휨모멘트가 동시에 작용하는 보-기둥 (beam-column) 부재요소로서, 휨부재는 축력이 0인 보-기둥의 특별한 경우라고 할 수 있는데, 압축철근량과 인장철근량이 같은 휨부재의 복철근단면은 단철근단면에 비하여 1.5~4배의 높은 연성지수를 보인다.⁽⁸⁾

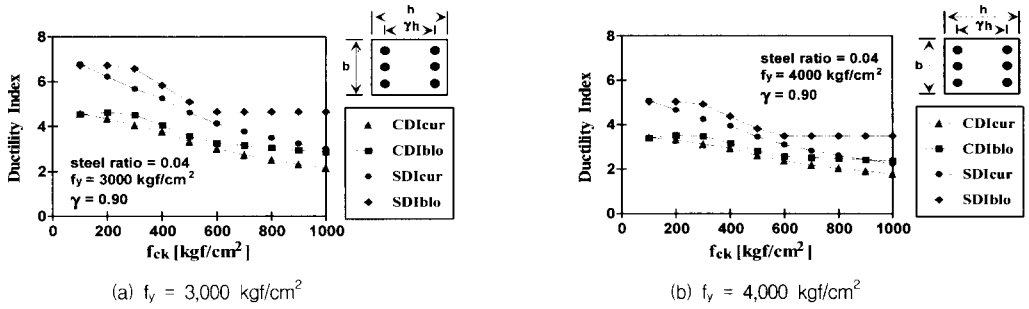


Fig. 6 Comparison of ductility index under $\phi_c P_n = 0.1 f_{ck} A_g$ for steel yield strength

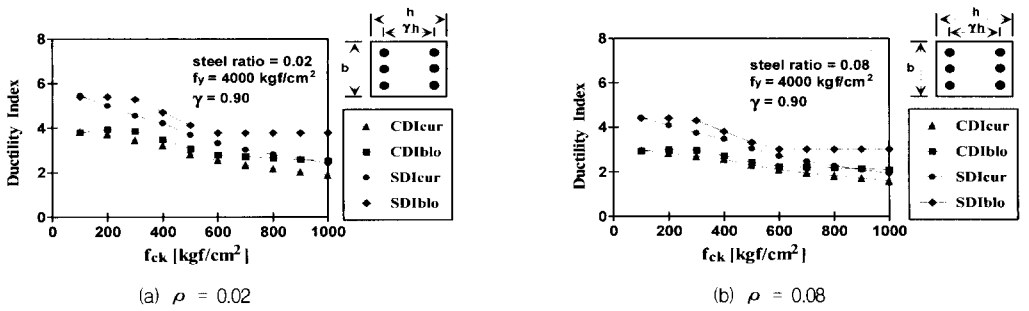


Fig. 7 Comparison of ductility index under $\phi_c P_n = 0.1 f_{ck} A_g$ for steel ratio

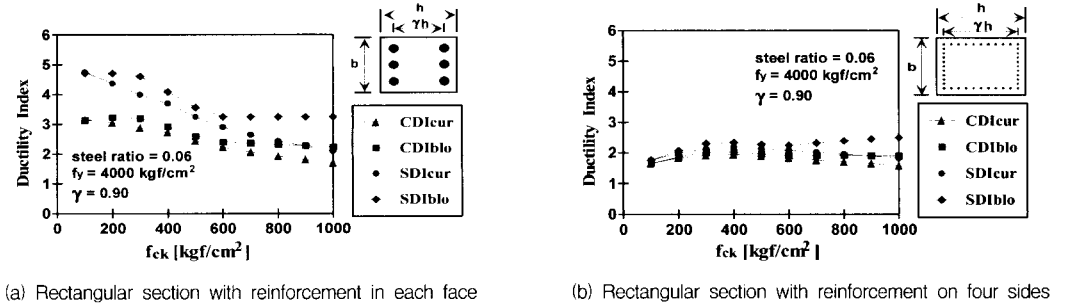


Fig. 8 Comparison of ductility index under $\phi_c P_n = 0.1 f_{ck} A_g$ for steel arrangement

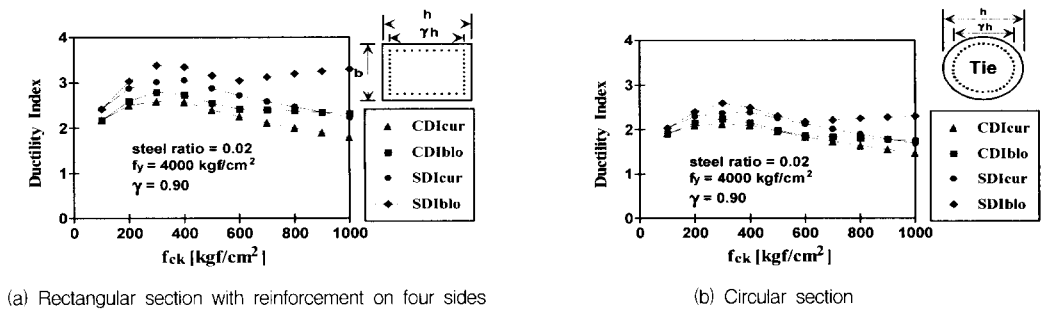


Fig. 9 Comparison of ductility index under $\phi_c P_n = 0.1 f_{ck} A_g$ for section type

따라서, 철근을 대칭으로 배근하는 기둥은 축력이 작용하더라도 낮은 축력하에서는 단철근 보에 비하여 높은 연성지수를 갖고 있지만 현 설계 기준에서는 오히려 ϕ_f 보다 작은 강도감소계수를 사용하고 있다. 이와 같은 모순점을 개선하기 위하여는, ACI 318-95 Appendix B와 같이 P-M 상관도 상에서 인장지배구역을 정의하여 휨부재와 같은 ϕ_f 를 강도감소계수로 사용하는 방법이 타당할 것이다.

따라서, 본 연구에서는 연성을 고려한 합리적인 강도감소계수의 적용방법을 도출하기 위하여 다음과 같은 네 가지 접근방법을 시도하여 그 적합성을 평가하였다.

- ① 일정한 값의 곡률연성지수를 갖는 축력을 기준으로 한 강도감소계수의 적용방법
- ② 일정한 값의 변형률연성지수를 갖는 축력을 기준으로 한 강도감소계수의 적용방법
- ③ 일정한 값의 곡률연성지수를 기준으로 한 강도감소계수의 적용방법
- ④ 일정한 값의 변형률연성지수를 기준으로 한 강도감소계수의 적용방법

① 또는 ②의 방법을 택하는 경우에는 현행 설계기준과 같이 축력을 기준으로 강도감소계수의 변화구간을 결정할 수 있겠으나, 콘크리트 압축강도, 철근 항복강도, 단면 형상, 철근의 배치형태에 따라 목표로 하는 연성지수를 갖는 축력값의 변동이 심하여 적절하지 않으며, ③의 방법은 비선형해석을 수행하여야 하므로 실무설계에 적절하지 않은 것으로 판단되었다. ④의 방법은 ACI 318-95 Appendix B의 접근방법으로, 공칭강도 해석시에 얻을 수 있는 최외곽 인장철근의 변형률을 이용하므로 추가해석이 필요 없는 비교적 간편한 방법이다. 따라서, 본 연구에서는 ④의 방법을 채택하여 다음과 같이 휨부재의 최소 변형률연성지수를 기준으로 강도감소계수의 적용방법을 도출하였다.

휨부재에서 최대철근비를 가지는 단철근 단면인 경우에 연성이 가장 작은 경우이므로, 이를 기준으로 택하기 위하여 등가직사각형 응력불력을 이용한 변형률연성지수 해석을 수행하였다. 연성

지수 해석결과, Fig. 10과 같이 최대철근비를 가지는 휨부재의 연성지수는 동일한 철근강도에 대해서 콘크리트의 강도와는 무관하게 일정한 값을 보인다. 즉, SD 30 철근에 대해서는 2.01, SD 35 철근에 대해서는 1.92, SD 40 철근에 대해서는 1.84의 변형률연성지수를 나타내었다. 한편, 최대철근비를 갖는 휨부재는 처짐 및 균열 등 사용성의 문제로 인하여 실제설계가 이루어지지 않는 것이 일반적이며, 철근의 항복강도가 클수록 이러한 경향이 뚜렷하다. 따라서, 변형률연성지수 2.0을 기둥 인장지배영역에 대한 강도감소계수 변화구간의 기준인 한계연성지수로 결정하여도 무리가 없다고 판단된다. 참고로 추가적인 비선형 해석을 수행한 결과, 2.0의 변형률연성지수를 갖는 단면의 철근비는 SD 35 철근의 경우 최대철근비의 97%, SD 40 철근의 경우 최대철근비의 95%로서, 변형률연성지수 2.0을 기준으로 택하여도 무리가 없다고 판단된다.

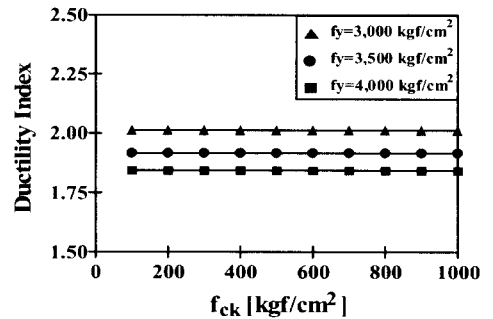


Fig. 10 Strain ductility index of singly reinforced concrete beam section with maximum steel ratio

따라서, 본 연구에서는 단면의 최외곽 인장철근의 변형률을 이용한 변형률연성지수를 이용하여 강도감소계수 변화구간의 기준을 다음과 같이 제안하고자 한다.

- ① 콘크리트 압축연단의 변형률이 0.003의 고정된 변형률 한계에 도달할 때 단면의 최외곽 인장철근의 순인장변형률에 따라 압축지배 변형률한계와 인장지배 변형률한계를 정의한다.
- ② 압축지배변형률한계는 철근 항복변형률 ϵ_y 로 하고, 인장지배변형률한계는 $2\epsilon_y$ 로 한다.

- ③ 인장철근의 순인장변형률이 압축지배 변형률 한계 이하인 압축지배단면(compression-controlled section)에는 ϕ_c 의 강도감소계수를 적용한다.
- ④ 인장철근의 순인장변형률이 인장지배 변형률 한계 이상인 인장지배단면(tension-controlled section)에는 ϕ_t 의 강도감소계수를 적용한다.
- ⑤ 인장철근의 순인장변형률이 압축지배 변형률 한계와 인장지배 변형률한계의 사이에 있는 변화구간(transition region)은 축력에 따른 직선보간법에 따라 ϕ_c 와 ϕ_t 사이의 강도감소계수를 적용한다.

Fig. 11은 본 연구에서 제안하고자 하는 변형률연성지수를 고려한 강도감소계수 변화구간의 기준 및 강도감소계수 변화구간을 나타낸 것이다.

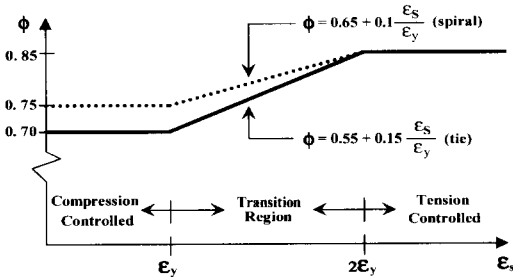


Fig. 11 Proposed application method for strength reduction factor

6. 변형률연성지수를 고려한 기둥의 축력-모멘트 상관도

Fig. 12는 원형나선철근 단면에 2%의 축방향 철근이 배근된 경우에 대하여 제안된 강도감소계수의 적용법과 현 설계기준의 적용법에 따른 설계강도를 보이며, Fig. 13~15는 대표적인 3가지 단면에 대하여 제안된 강도감소계수의 적용법에 따른 설계강도를 보인다. 그림에서 사각형 단면의 양단에만 철근이 배근된 경우에는 인장파괴 영역에서 충분한 연성을 지니고 있으므로 강도감소계수 변화구간의 폭이 작으며, 철근 항복응력의 증가와 철근비의 증가, 그리고 철근이 단면에 고르게 분포되는 경우에 연성이 감소되어 강도감소계수 변화구간의 폭이 커짐을 알 수 있다.

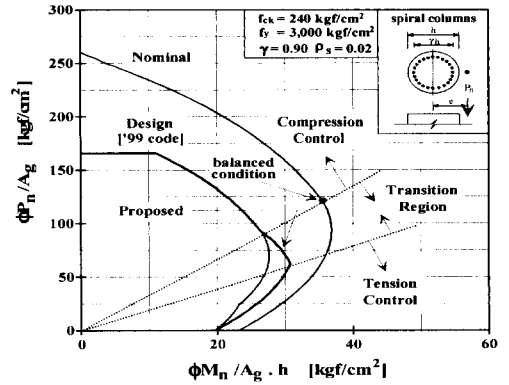
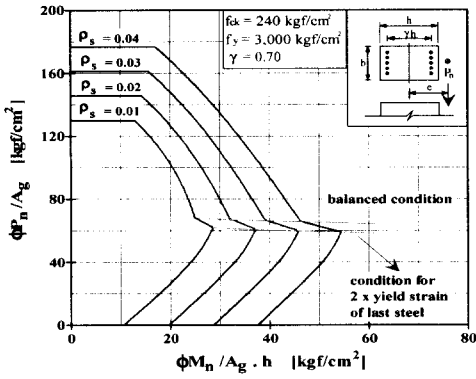


Fig. 12 Comparison of design strength between Korean concrete structural design code(1999) and proposed method

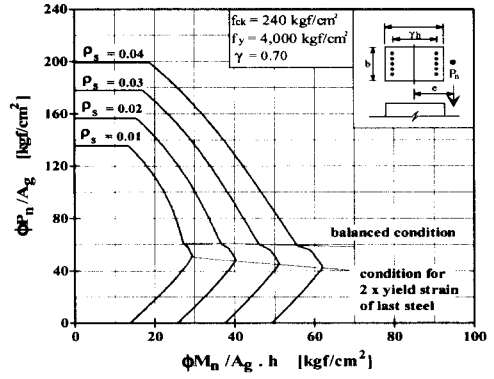
7. 결론

본 연구는 현 설계기준에서 규정하고 있는 강도감소계수 변화기준에 대한 합리성 여부를 검증하고, 철근콘크리트 기둥의 연성을 기초로 한 합리적인 강도감소계수의 적용방법을 제안하기 위한 연구로서 다음과 같이 요약할 수 있다.

1. 현 설계기준의 강도감소계수 변화기준인 $\phi_c P_n = 0.1 f_{ck} A_g$ 의 축력에 대한 연성해석을 수행한 결과 콘크리트 압축강도, 축방향 철근비, 철근 항복강도, 철근의 배치형태 등에 따라 연성지수의 변동폭이 크므로, 연성을 판단 기준으로 한다면 현 설계기준의 강도감소계수 변화기준 축력은 일관성이 결여된 결과를 제공한다.
2. 기둥 단면의 최외곽 인장철근의 순인장변형률에 따라 압축지배 변형률한계와 인장지배 변형률한계를 정의하고, 압축지배단면구간, 인장지배단면구간, 압축지배단면과 인장지배단면 사이의 변화구간으로 구분하여 강도감소계수를 적용하는 것이 합리적이다.
3. 철근콘크리트 기둥의 연성에 이론적 근거를 둔 합리적인 강도감소계수 변화구간의 기준으로, 압축지배 변형률한계는 철근의 항복변형률 ϵ_y 를, 인장지배 변형률한계는 $2\epsilon_y$ 를 사용할 수 있을 것이다.

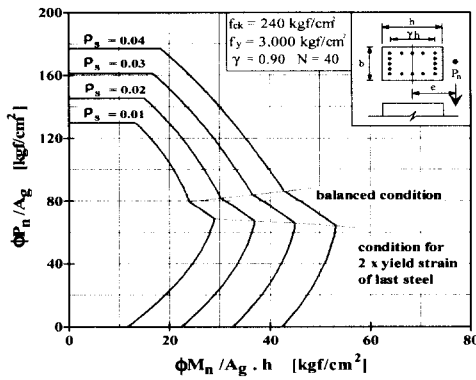


(a) $f_y = 3,000 \text{ kgf/cm}^2$

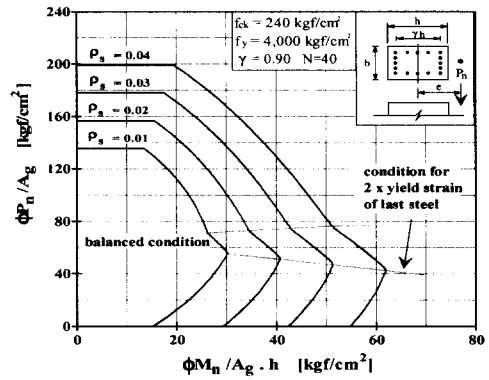


(b) $f_y = 4,000 \text{ kgf/cm}^2$

Fig. 13 P-M interaction diagram based on strain ductility index (rectangular section with reinforcement in each face)

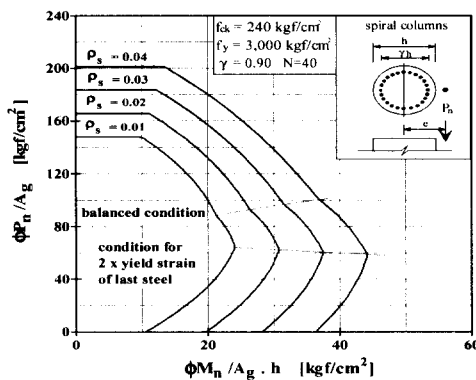


(a) $f_y = 3,000 \text{ kgf/cm}^2$

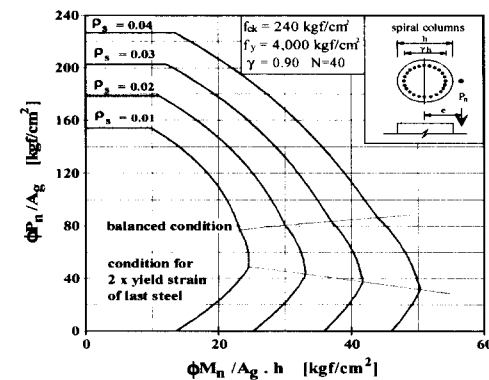


(b) $f_y = 4,000 \text{ kgf/cm}^2$

Fig. 14 P-M interaction diagram based on strain ductility index (rectangular section with reinforcement on four sides)



(a) $f_y = 3,000 \text{ kgf/cm}^2$



(b) $f_y = 4,000 \text{ kgf/cm}^2$

Fig. 15 P-M interaction diagram based on strain ductility index (circular section with spiral)

4. 변형률연성지수를 고려하여 제안된 강도감소 계수의 적용법은 현 설계기준의 강도감소계수 적용법에 비하여 효율적이고 경제적인 설계결과를 제공할 수 있을 것으로 판단되며, 철근 콘크리트 기둥에 관한 설계기준의 연구에 참고자료로 이용될 수 있을 것이다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 핵심전문연구 (과제번호 : 981-1202-006-1) 지원으로 수행되었기에 한국과학재단의 연구비 지원에 깊은 감사의 뜻을 전합니다.

참고문헌

1. 대한토목학회, "콘크리트표준시방서," 1996.
2. 한국콘크리트학회, "콘크리트구조설계기준," 1999.
3. ACI Committee 318., "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary," American Concrete Institute, Detroit, 1995.

4. Mast, R. F., "Unified Design Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 2, Mar.-Apr. 1992, pp. 185-199.
5. William L. Gamble., " ϕ -Factors and Other Anomalies," *Concrete International*, August, 1988, pp. 56-58.
6. Furlong, R. W., "ACI 318-95 Appendix B : Beam Design Applications," *Concrete International*, June, 1997, pp. 40-50.
7. R. Park and T. Paulay., "Reinforced Concrete Structures," *John Wiley & Sons, Inc.* (1975)
8. 이재훈., "철근콘크리트 휨부재의 연성지수에 관한 해석적 연구," *대한토목학회논문집*, 제4권, 제3호, 1994년 5월, pp. 391-402.
9. Collins, M.P., Mitchell, D., and MacGregor, J. G., "Structural Design Consideration for High-Strength Concrete," *Concrete International*, Vol. 15, No. 5, May 1993, pp. 27-34

요 약

현 설계기준에서는 기둥의 설계강도 계산시 축력이 $\phi_c P_n = 0.1f_{ck}A_g$ 이하일 경우에 압축부재의 강도감소계수 값에서 휨부재의 강도감소계수 값까지 직선보간하여 증가시켜 사용하고 있다. 그러나 현설계기준에서 규정하고 있는 강도감소계수 변화구간의 기준 $\phi_c P_n = 0.1f_{ck}A_g$ 는 부재의 단면적과 콘크리트 강도만을 변수로 취하고 있으므로, 철근비, 철근의 항복응력, 철근의 배치형태 등과 같은 철근에 관한 변수를 무시한 경험적인 값이라고 볼 수 있다. 본 연구에서는 콘크리트의 압축응력-변형률 곡선을 이용한 단면거동 비선형해석 기법의 축력-모멘트-곡률 해석을 수행하여 인장과괴영역에서의 기둥의 연성을 비교분석 하였다. 연성해석 결과 다양한 변수를 가진 단면들에 대하여 현설계기준에서 규정하고 있는 철근콘크리트 기둥의 강도감소계수 변화기준점인 $\phi_c P_n = 0.1f_{ck}A_g$ 에서의 연성은 일관성이 결여된 값을 나타내었다. 따라서, 다양한 변수를 갖는 총 600개의 기둥단면에 대한 연성지수 해석결과를 토대로 하여 변형률연성지수에 따른 강도감소계수 적용법을 제안하였다.

(접수일자 : 1999. 4. 12)