

# 철근콘크리트 휨부재 설계를 위한 도로교설계기준(한계상태설계법)의 철근비 규정 검토

이기열\* · 김 우\*\* · 이준석\*\*\*

Lee, Ki-Yeol\*, Kim, Woo\*\*, Lee, Jun-Seok\*\*\*

## Review of Steel ratio Specifications in Korean Highway Bridge Design Code (Limit States Design) for the Design of RC Flexural Members

### ABSTRACT

This paper describes the specifications on balanced steel ratio and maximum reinforcement for the design of RC flexural members by the Korean Highway Bridge Design Code based on limit states design. The Korean Highway Bridge Design Code (Limit States Design) is not provide for the balanced steel ratio specification for the calculation of required steel area of RC flexural members design. The maximum steel area limited the depth of the neutral axis at the ultimate limit states after redistribution of the moment, and also recommended the maximum steel area should not exceed 4 percent of the cross sectional area. However, from the maximum neutral axis depth provisions should increase the cross section is calculated to be less the maximum reinforcement area, and according to the 4% of the cross sectional area of the concrete, the tensile strain of the reinforcement is calculated to be greater than double the yielding strain, so can not guarantee a ductile behavior. This study developed a balanced reinforcement ratio that is basis for the required reinforcement calculation for tension-controlled RC flexural members design in the ultimate limit states verification provisons and material properties and applied the ultimate strain of the concrete compressive strength with a simple formular to be applied to design practice induced. And assumed the minimum allowable tensile strain of reinforcement double the yielding strain, and applying correction coefficient up to the ratio of maximum neutral axis depth, proposed maximum steel ratio that can be applied irrespective of the reinforcement yield strength and concrete compressive strength.

**Key words :** Balanced steel ratio, Korean Highway Bridge Design Code (Limit States Design), Maximum neutral axis depth, Maximum steel ratio, Ultimate limit states

### 초 록

이 연구는 한계상태설계법을 기반으로 하는 도로교설계기준에 의해 철근콘크리트 휨부재 설계 시 적용하는 균형철근비와 최대 철근량에 대한 규정을 검토한 것이다. 현행 도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 휨부재 철근량 산정의 기준이 되는 균형철근비에 대한 명시적 규정이 없고, 휨모멘트 재분배 효과를 반영한 최대 중립축 깊이 및 콘크리트 단면적의 0.04배로서 최대 철근량을 산정한다. 그런데, 최대 중립축 깊이 규정에 의하면 최대 철근량이 적게 산정되어 단면을 크게 하여야 하며, 콘크리트 단면적의 0.04배라는 한계값이 적용될 경우에는 인장 철근의 변형률이 항복 변형률의 2배 이하로 되어 충분한 연성거동을 보장할 수 없는 문제점이 있다. 이 연구에서는 연성거동을 확보할 수 있는 휨부재 설계를 위한

\* 종신회원 · 교신저자 · 순천제일대학교 토목조경과 조교수 (Corresponding Author · Suncheon Jeil College · [gylee@suncheon.ac.kr](mailto:gylee@suncheon.ac.kr))

\*\* 종신회원 · 전남대학교 토목공학과 교수 (Chonnam National University · [wkim@jnu.ac.kr](mailto:wkim@jnu.ac.kr))

\*\*\* 정회원 · 전남대학교 바이오하우징연구소 연구교수 (Chonnam National University · [jslee2080@jnu.ac.kr](mailto:jslee2080@jnu.ac.kr))

Received July 20, 2016/ revised September 29, 2016/ accepted January 19, 2017

사용 철근량 산정의 기준이 되는 균형철근비를 극한한계상태 검증 규정 및 재료 특성과 콘크리트 기준압축강도에 따른 극한한계변형률을 도입하여 설계 실무에 적용할 수 있도록 간편한 식으로 유도하였다. 그리고, 설계된 휨부재가 충분한 연성이 확보되도록 인장철근의 최소허용변형률을 항복변형률의 2배로 가정하고 철근의 기준항복강도 및 콘크리트 기준압축강도에 상관없이 만족할 수 있도록 최대 중립축 깊이를 보정계수를 도입하여 수정하고, 이로부터 최대철근비를 산정할 수 있도록 하였다.

**검색어** : 균형철근비, 도로교설계기준(한계상태설계법), 최대 중립축 깊이, 최대철근비, 극한한계상태

## 1. 서론

철근콘크리트 휨부재의 설계는 하중에 의해 발생하는 작용모멘트를 설계 단면의 저항모멘트가 소요의 안전 여유를 갖도록 단면 치수와 사용 재료의 강도를 결정하고 검증하는 과정이다. 또한 압축 연단 콘크리트가 한계변형률에 도달하기 전에 인장철근이 먼저 항복하여 설계 단면의 연성파괴를 보장하도록 사용 철근량(또는 철근비)을 제한한다. 강도설계법을 기반으로 하는 2012년 개정 콘크리트구조기준(2012)에서는 철근콘크리트 휨부재 설계 시 인장철근의 최소 허용변형률을 정의하는 것으로서 연성파괴를 확보하는데, 이 개념은 2007년 콘크리트구조설계기준(2007)부터 적용되었다. 그러나, 종전 기준인 2003년 콘크리트구조설계기준(2003)에서는 휨부재의 인장지배 한계 변형률 또는 최소허용변형률 한계를 규정하지 않고, 균형파괴(balanced failure) 단면의 철근비로 정의하는 균형철근비(balanced steel ratio)의 75%로서 최대 철근비를 간편하게 규정하여 연성파괴를 보장한다. 여기서 균형파괴는 인장철근이 설계기준항복강도에 대응하는 항복변형률에 도달하고 동시에 압축 콘크리트가 가해진 극한변형률인 0.003에 도달할 때의 상태이다. 이와 같은 편리성 때문에 설계 실무에서는 휨부재 설계 시 최대철근비에 해당하는 콘크리트구조기준의 규정인 철근의 설계기준항복강도에 따른 최소 허용변형률 기준에 따른 해당 철근비를 균형철근비에 대한 비율로서 이용한다.

이와는 다르게 한계상태설계법을 기반으로 하는 도로교설계기준(한계상태설계법) (2015)에서는 휨부재의 연성파괴를 보장하기 위하여 설계된 단면의 극한한계상태에서의 중립축 깊이가 모멘트 재분배 후의 계수모멘트와 탄성모멘트 비율에 따라 결정되는 최대 중립축 깊이  $c_{max}$  이하가 되도록 규정한다. 이 규정은 단면의 연성을 확보할 수 있는 부재 상세 기준으로서 모멘트 재분배 비율에 따른 위험단면의 회전능력을 보장하기 위한 것이다. 이와 함께 EUROCODE 2 (2002)와 동일하게 콘크리트의 타설과 다짐 및 콘크리트 수축에 따른 내부 구속에 의한 균열을 방지하기 위하여 접침이유무를 제외한 일반 단면에서 사용할 수 있는 최대 인장철근량을 콘크리트 단면적의 4% 이하가 되도록 규정한다. 그런데, 도로교설계기준(한계상태설계법)에 의한 단면 설계 시 콘크리트의 비선형 재료특성과 휨모멘트 재분배 특성 등이 포함된 최대 중립축

깊이를 이용해야 하므로 설계 실무에 적용하기에는 상당한 번거로움이 있다고 할 수 있다. 또한 규정된 최대 중립축 깊이를 이용하게 되면 현행 콘크리트구조기준이나 이전 도로교설계기준에 비하여 인장 철근량이 적게 산정되어 더 큰 연성과 경제성을 확보할 수 있지만, 또 다른 최대 인장 철근량 규정인 콘크리트 단면적의 4% 이하를 적용할 경우에는 한계값에서 충분한 연성능력이 발휘되지 못하는 문제점이 발생할 수 있다.

이 연구에서는 설계 실무에서 도로교설계기준(한계상태설계법)에 의한 휨부재 설계 시 최대 철근량 산정을 보다 간편하고 합리적으로 수행할 수 있도록 사용 최대 철근비에 대한 실용적 기준을 제시하는 것을 목적으로 한다. 이를 위하여 도로교설계기준(한계상태설계법)에서 규정하는 재료 특성과 휨부재 극한한계상태 검증 이론을 반영하여 연성파괴 또는 콘크리트구조기준(2012)과 같이 인장 지배 단면을 결정하는 기준이 되는 균형철근비를 명시적으로 제시하고, 설계 시 연성파괴가 보장될 수 있는 최대 철근비를 산정될 수 있도록 최대 중립축 깊이 비를 수정하였다.

## 2. 재료 특성과 극한한계상태

### 2.1 응력 변형률 관계

도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 철근콘크리트 휨부재의 극한한계상태 검증(또는 단면 설계)을 위해서 콘크리트의 재료 특성을 Fig. 1(a)와 같은 포물선-직선 형상의 응력-변형률 관계로서 다음과 같이 규정한다.

$0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{co}$  구간에서,

$$f_c = \phi_c (0.85 f_{ck}) \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^n \right] = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^n \right] \quad (1a)$$

$\epsilon_{co} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$  구간에서,  $f_c = \phi_c (0.85 f_{ck}) = f_{cd}$  (1b)

여기서,  $\phi_c$ 는 콘크리트 재료계수로서 극한한계상태에서 극한하중 조합(정상 및 임시 설계상황)일 때 0.65, 극단하중조합(극단 및 지진 설계 상황)일 때 1.0이다.  $f_{ck}$ 는 콘크리트의 기준압축강도,  $f_{cd}$ 는 콘크리트 설계압축강도로서 기준압축강도  $f_{ck}$ 에 재료계수

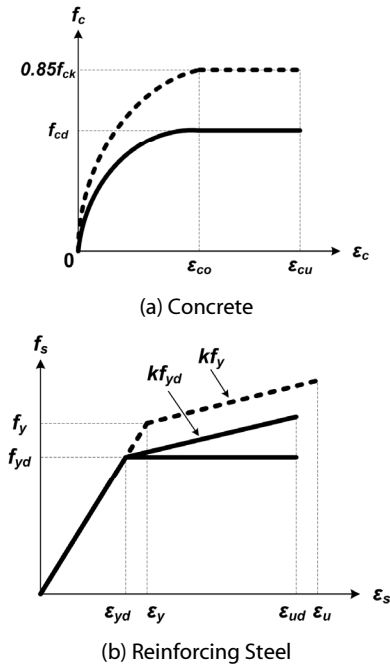


Fig. 1. Stress-Strain Relationships for the Design of Concrete Sections

Table 1. Strain Characteristics for Concrete Compressive Strength

$f_{ck}$ (MPa)	≤ 40	50	60	70	80	90
$n$	2.0	1.92	1.50	1.29	1.22	1.20
$\epsilon_{co}$ (%)	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5
$\epsilon_{cu}$ (%)	3.3	3.2	3.1	3.0	2.9	2.8

$\phi_c$ 와 유효계수  $\alpha_{cc}$  (=0.85)를 곱한 값이다.  $n$ 은 상층 곡선부의 형상을 나타내는 지수,  $\epsilon_{co}$ 는 최대 응력에 처음 도달할 때의 변형률,  $\epsilon_{cu}$ 는 극한변형률로서, 콘크리트 강도 변화에 따른 이들 값은 다음과 같은 계산식으로 정의하며, 콘크리트 기준압축강도에 따라 계산한 값은 Table 1과 같다.

$$n = 1.2 + 1.5 \left( \frac{100 - f_{ck}}{60} \right)^4 \leq 2.0 \quad (2)$$

$$\epsilon_{co} = 0.002 + \left( \frac{f_{ck} - 40}{100,000} \right) \geq 0.002 \quad (3)$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0033 - \left( \frac{f_{ck} - 40}{100,000} \right) \leq 0.0033 \quad (4)$$

철근의 재료 특성은 Fig. 1(b)에 보인 것과 같은 선형의 응력-변형률 관계로 정의하고, 설계항복강도  $f_{yd}$ 를 다음과 같이 규정한다.

$$f_{yd} = \phi_s f_y \quad (5)$$

여기서,  $\phi_s$ 는 철근에 대한 재료계수로서 극한한계상태에서 극한하중조합(정상 및 임시 설계상황)일 때 0.90, 극단하중조합(극단 및 지진 설계 상황)일 때 1.0이고,  $f_y$ 는 철근의 기준항복강도이다.

또한, 철근의 항복 이후 응력-변형률 관계는 극한한계상태에서 변형을 검토할 필요가 없는 경우에는 수평 직선으로, 변형을 검토할 필요가 있는 경우에는 항복점 이후 변형률 한계  $\epsilon_{ud}$ 까지 기울기  $k$ 를 갖는 응력-변형률 관계를 사용하도록 규정한다.

## 2.2 극한한계상태 변형률 분포

한계상태설계법(Limit States Design)에서는 힘을 받는 철근콘크리트 부재의 극한한계상태(Ultimate Limit States)를 하중 영향에 의해 구성 재료인 철근과 콘크리트 중 먼저 극한한계변형률에 도달하는 순간으로 정의한다. 극한한계상태에서 휨부재 단면의 변형률 분포를 바탕으로 계산한 변형과 곡률이 부재의 연성 능력이 되고, 앞 절에서 정의한 재료의 응력-변형률 관계를 이용하여 계산한 모멘트가 설계휨강도가 된다. 철근콘크리트 휨부재의 단면 설계는 이렇게 계산된 설계 휨강도를 극한한계상태 검증에 적용하는 과정이라고 할 수 있다(Kim, 2014).

Fig. 2는 평면이 보존된다는 베르누이 가정에 근거하여 철근콘크리트 휨부재 단면에 발생할 수 있는 극한한계상태 변형률 분포를 나타낸 것이다. 일반적으로 휨부재의 단면 변형률 분포는 Fig. 2에서 음영으로 표시한 영역에 존재하게 된다. 그리고, 이 영역의 경계를 균형상태(balanced state)라고 하며, 이때 사용된 철근량을 균형철근량이라고 한다. 이 균형철근량보다 적은 철근량이 배치된 부재는 압축 콘크리트가 극한한계변형률  $\epsilon_{cu}$ 에 도달하기 전에 인장 철근이 먼저 항복하게 되고, 철근이 계속 변형하면서 압축 콘크리트가 극한한계변형률에 도달할 때 파괴가 발생한다. 이 연구에서는 이러한 파괴가 발생하는 설계 단면 또는 부재를 인장 지배 부재(tension-controlled member)라고 정의하며, 이때의 변형률 분포는 Fig. 2에서 균형상태의 왼쪽에 있는 음영 영역에 해당한다. 즉, 인장 지배 휨부재(단면)의 극한한계상태는 항상 압축 연단 콘크리트의 변형률은  $\epsilon_{cu}$ 가 되고, 인장철근의 변형률은 설계항복변형률  $\epsilon_{yd}$  ( $=\phi_s \epsilon_y$ )에서부터 극한한계변형률  $\epsilon_{ud}$  사이에 놓인 상태이다. 한편, 콘크리트구조기준(2012)에서도 인장철근의 변형률 한계로서 인장 지배 단면을 규정하고 있는데, 철근의 항복강도  $f_y$ 가 400 MPa 이하일 경우에는 0.005, 500 MPa 이상일 때는 항복변형률  $\epsilon_y$ 의 2.5배로 정의한다.

균형철근량보다 많은 철근량이 배치된 부재는 인장철근이 항복하기 전에 압축 콘크리트가 극한한계변형률  $\epsilon_{cu}$ 에 먼저 도달하여 파괴가 발생한다. 이러한 파괴가 발생하는 설계 단면 또는 부재를

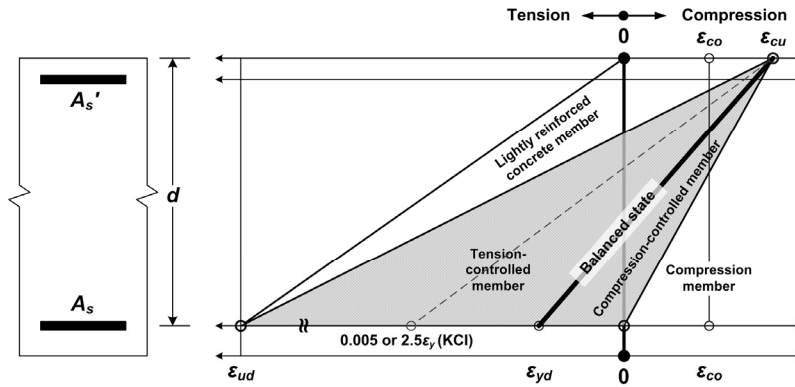


Fig. 2. Strain Distributions in the Ultimate Limit States for RC Flexural Members

압축 지배 부재(compression-controlled member)라고 하며, 이때의 변형률 분포는 Fig. 2에서 균형상태의 오른쪽에 있는 음영 영역에 해당한다. 즉, 압축 지배 휨부재(단면)의 극한한계상태는 압축 연단 콘크리트의 변형률이  $\epsilon_{cu}$ 가 되고, 인장철근의 변형률은 0에서  $\epsilon_{yd}$  사이에 놓인 상태이다. 따라서 압축 지배 단면은 극한한계 상태에서 철근이 항복하지 못하기 때문에 경제적인 관점에서 비효율적일 뿐만 아니라, 단면의 곡률이 작아서 부재의 연성 능력이 충분히 확보되지 못하므로 철근콘크리트 휨부재 설계는 인장 지배 단면이 되도록 사용 철근량을 결정해야 한다.

### 3. 균형철근비 유도

기본적인 철근콘크리트 휨부재 단면이라고 할 수 있는 Fig. 3(a)와 같은 단철근 직사각형 단면 부재 설계 시 사용 철근량의 결정 및 인장 지배 또는 압축 지배 단면을 결정하기 위한 기준이 되는 균형철근비(balanced steel ratio)  $\rho_b$ 를 유도하기 위하여 극한한계상태 검증(설계) 규정에 따른 극한한계상태일 때의 콘크리트와 철근의 변형률 및 응력 분포를 Figs. 3(b) and 3(c)에 도해하였다.

이 그림에서  $b$ 와  $d$ 는 단면의 폭과 유효깊이이고,  $c_b$ 와  $k_b$ 는 균형과괴 시의 중립축 깊이와 그에 따른 중립축 깊이 비이고,  $\alpha$ 는 Eq. (1)에 의해 포물-사각형(parabola-rectangular)으로 분포하는 콘크리트의 압축응력 분포에 대한 평균 응력 크기 계수이며,  $\beta$ 는 중립축 깊이에 대한 압축 합력의 작용점 깊이 비를 나타내는 계수이다. 도로교설계기준(한계상태설계법) (Korean Highway Bridge Design Code, KHBDC) 규정에 의해  $\alpha$ 와  $\beta$ 는 콘크리트 기준압축강도에 따라 정의할 수 있는데, 이 값들 및 극한한계변형률  $\epsilon_{cu}$ 에 대해서 한계상태설계법을 기반으로 하는 다른 설계기준인 Eurocode 2 (EC 2)의 규정에 의한 값과 함께 Table 2에 정리하였다.

균형과괴는 Fig. 3(b)에 실선으로 나타낸 변형률 분포와 같이 압축연단 콘크리트의 극한한계변형률  $\epsilon_{cu}$ 와 인장철근의 설계항복 변형률  $\epsilon_{yd}$ 가 동시에 도달하는 상태로 정의할 수 있으므로 이때의 변형적합조건은 다음과 같다.

$$c_b : \epsilon_{cu} = (d - c_b) : \epsilon_{yd} \tag{6}$$

Eq. (6)을 중립축 깊이  $c_b$ 에 대해서 정리하면

$$c_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} d = k_b d \tag{7}$$

또한 베르누이 가정에 의해 단면의 압축력  $C$ 와 인장력  $T$ 가 같다는 평형조건에 대해서 정리하면 다음과 같다.

$$\alpha f_{cd} b c_b = A_{s,b} f_{yd} \tag{8}$$

여기서,  $A_{s,b}$ 는 균형과괴 상태를 유발시키는 균형철근량이다. 일반적으로 철근비  $\rho$ 는 사용 철근량과 콘크리트 유효단면적의 비( $=A_s/bd$ )로 정의하므로, 균형과괴를 유발시키는 균형철근비

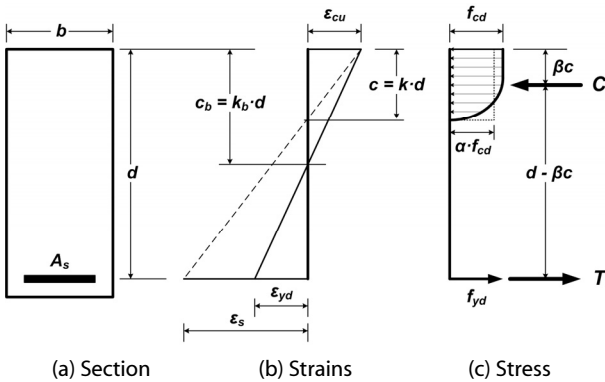


Fig. 3. Strain and Stress Distribution of Ultimate Limit States for RC Flexural Members

Table 2. Average Stress Coefficient, Centroid Ratio and the Ultimate Compressive Strain for the Concrete Compressive Strength

$f_{ck}$ (MPa)		≤ 40	50	60	70	80	90
$\epsilon_{cu}$ (‰)	KHBDC	3.3	3.2	3.1	3.0	2.9	2.8
	EC2	3.5		2.9	2.7	2.6	2.6
$\alpha$	KHBDC	0.80	0.78	0.72	0.67	0.63	0.59
	EC2	0.81		0.70	0.64	0.60	0.58
$\beta$	KHBDC	0.40	0.40	0.38	0.37	0.36	0.35
	EC2	0.42		0.38	0.36	0.35	0.35

$\rho_b$ 는 균형철근량  $A_{s,b}$ 를 콘크리트 유효단면적으로 나눈 값으로 정의할 수 있다.

따라서, Eq. (8)에 대해서 Eq. (7)로 정의한 중립축 깊이  $c_b$ 와 콘크리트와 철근의 설계강도  $f_{cd} = \phi_c 0.85 f_{ck}$ 와  $f_{yd} = \phi_s f_y$  및 철근비 항으로 변환한 균형철근량  $A_{s,b} = \rho_b b d$ 를 각각 대입하여 정리하면 균형철근비  $\rho_b$ 는 다음과 같이 유도된다.

$$\rho_b = \frac{\alpha 0.85 \phi_c f_{ck} b c_b}{\phi_s f_y b d} = 0.85 \alpha \frac{\phi_c}{\phi_s} \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} \quad (9)$$

도로교설계기준(한계상태설계법)에서 규정하는 재료 특성 및 극한한계상태 검증 조건들을 적용하여 Eq. (9)와 같이 정의할 수 있는 균형철근비  $\rho_b$ 는 콘크리트 기준압축강도  $f_{ck}$ 에 따라 변화하는 계수  $\alpha$ 와  $\epsilon_{cu}$ 를 포함하고 있으므로 계산이 복잡해질 수 있다. 따라서 이 연구에서는 설계 실무자들이 간편하게 적용할 수 있도록 콘크리트와 철근의 재료 강도만으로 균형철근비의 산정이 가능하도록 하였다. 이를 위하여 압축연단 콘크리트의 극한한계변형률  $\epsilon_{cu}$ 는 앞 절의 재료특성에서 정의한 Eq. (4)를 사용하였다. 그리고 평균응력크기계수  $\alpha$ 에 대해서 Table 2와 같이 주어지는 값들을

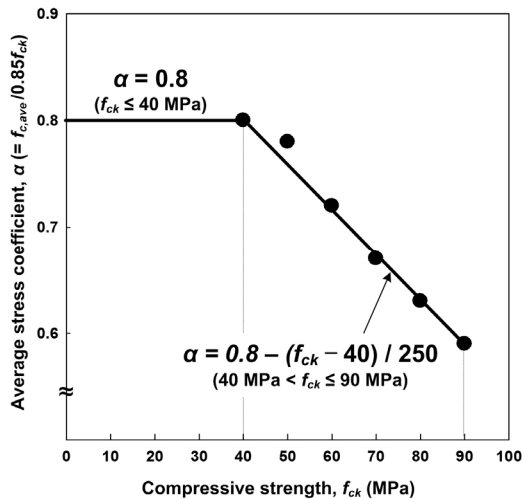


Fig. 4. Average Stress Coefficient-Compressive Strength Relationship

Fig. 4에 보인 것과 같이 기준압축강도가 40 MPa 이상인 조건에 대해서 선형회귀분석을 실시하여 콘크리트 기준압축강도  $f_{ck}$ 를 변수로 하는 식으로 다음과 같이 정식화하였다.

$$\alpha = 0.8 : f_{ck} \leq 40 \text{ MPa} \quad (10a)$$

$$\alpha = 0.8 - \frac{f_{ck} - 40}{250} : 40 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (10b)$$

압축 연단 콘크리트의 극한한계변형률  $\epsilon_{cu}$ 를 규정하는 Eq. (4) 및 이 연구에서 Eq. (10)과 같이 정식화한 평균응력 크기 계수  $\alpha$ 를 Eq. (9)에 대입한 후, 기준압축강도  $f_{ck}$ 가 40 MPa를 기준으로 각각 정리하면 도로교설계기준(한계상태설계법)의 규정을 기반으로 유도된 균형철근비 식을 다음과 같이 얻을 수 있다.

$$\rho_b = 0.44 \frac{f_{ck}}{f_{yd}} \frac{660}{660 + f_{yd}} : f_{ck} \leq 40 \text{ MPa} \quad (11a)$$

$$\rho_b = (0.535 - 0.0023 f_{ck}) \frac{f_{ck}}{f_{yd}} \frac{720 - 1.6 f_{ck}}{720 - 1.6 f_{ck} + f_{yd}} : 40 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (11b)$$

도로교설계기준(한계상태설계법) 규정을 기반으로 유도된 균형 철근비 Eq. (11)은 다음과 같은 콘크리트구조기준(2012)의 해당 규정과 비교적 유사한 형태로서, 콘크리트와 철근의 재료 강도만으로 계산이 가능하다는 편리성 때문에 설계 실무에서 보다 간편하게 사용할 수 있을 것으로 판단된다.

$$\rho_{b,KCI} = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \quad (12)$$

이상과 같이 현행 도로교설계기준(한계상태설계법) (KHBDC)에서 규정하는 재료 특성 및 극한한계상태 검증 조건을 반영하여 유도한 균형철근비에 대해서 2012년 개정 콘크리트구조기준(KCI

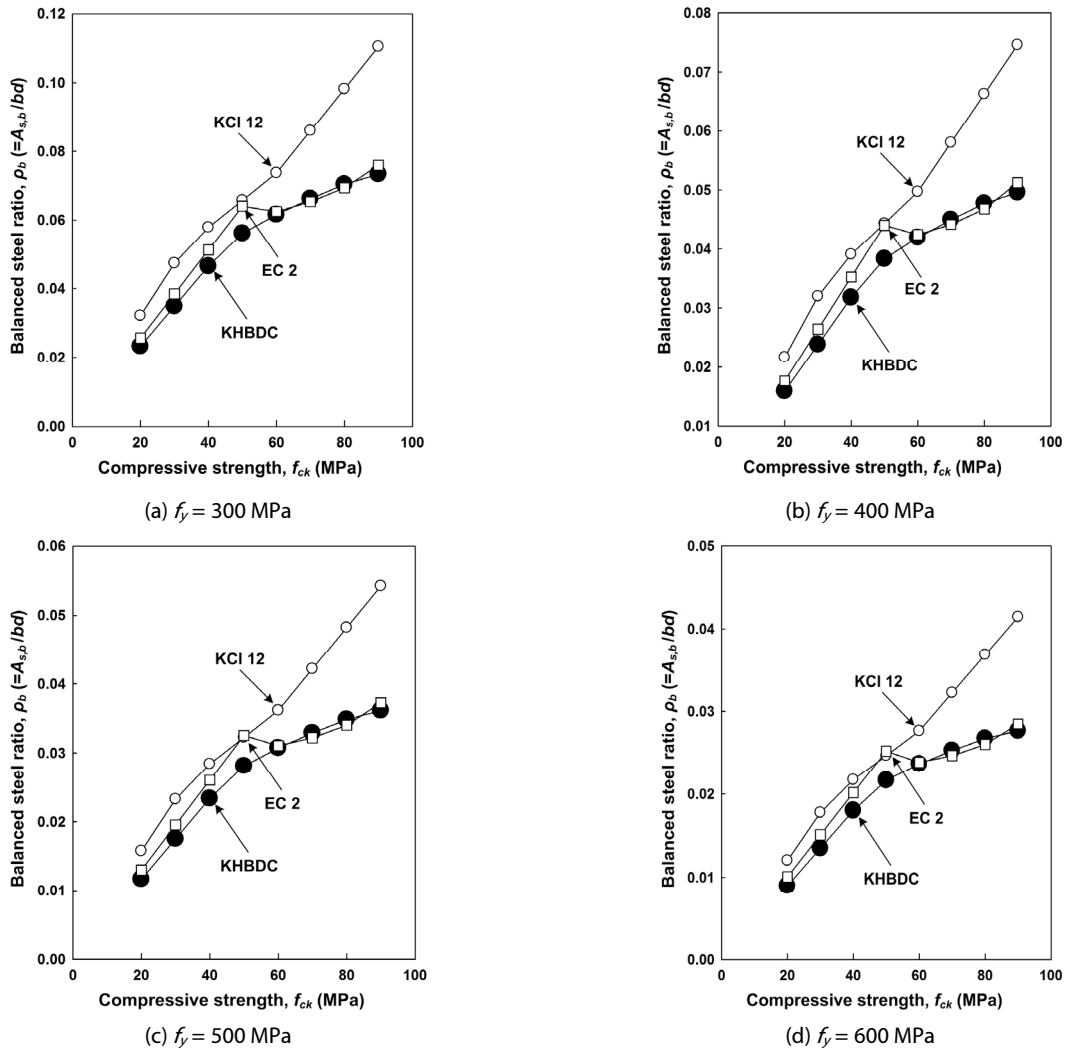


Fig. 5. Comparison of Balanced Steel Ratio in Compressive Strength

12) 및 Eurocode 2 (EC 2)에서 규정하는 균형철근비와 비교를 실시하여 철근의 기준항복강도별로 Fig. 5에 정리하였다. 이 그림을 살펴보면, KCI 12는 콘크리트 기준압축강도에 따라 균형철근비가 계속 증가함을 할 수 있다. 이와는 다르게 KHBDC 규정을 기반으로 유도된 균형철근비는 콘크리트기준압축강도  $f_{ck}$ 가 50 MPa을 기준으로 완만하게 증가하며, KCI 12와 차이가 발생함을 확인할 수 있다. KHBDC와 같은 설계이론을 기반으로 하며, 재료계수 및 콘크리트 극한한계변형률 값만을 서로 다르게 규정하는 EC 2는 균형철근비의 차이만 약간 있을 뿐 철근의 기준항복강도 및 콘크리트 기준압축강도에 따른 경향은 비교적 동일하다고 할 수 있다.

#### 4. 최대철근비

도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 휨부재의 연성과괴를

보장하기 위하여 극한한계상태에서 중립축의 깊이를 다음과 같은 최대 중립축 깊이  $c_{max}$  이하로 제한한다.

$$c_{max} = \left( \frac{\delta \epsilon_{cu}}{0.0033} - 0.6 \right) d \quad (13)$$

여기서,  $\delta$ 는 모멘트 재분배 후의 계수 휨모멘트와 탄성휨모멘트의 비율로서 모멘트를 재분배하지 않은 경우에는 1이다.

이 식은 도로교설계기준(한계상태설계법)에서 휨모멘트 재분배 비율을 규정하는 식을 변환한 것으로서, 모멘트 재분배 후의 계수휨모멘트와 탄성휨모멘트의 비율인  $\delta$ 에 따라 최대 중립축 깊이를 결정하고 극한한계상태에서 중립축 깊이가 최대 중립축 깊이 이하가 되도록 사용 인장 철근의 단면적을 제한하는 기준이 된다. 따라서 이 최대 중립축 깊이를 기준값으로 하여 Fig. 3(c)에 보인 것과

같은 평형조건에 대해서 최대 중립축 깊이  $c_{max}$ 가 되는 사용 철근량을 최대 철근량  $A_{s,max}$ 으로 간주하여 다음과 같은 관계를 이용하면 극한한계상태에서 사용할 수 있는 최대철근비  $\rho_{max}$ 를 결정할 수 있다.

$$\alpha f_{cd} b c_{max} = A_{s,max} f_{yd} \quad (14)$$

Eq. (14)에 대해서 Eq. (13)으로 정의되는 최대 중립축 깊이  $c_{max}$ 와 콘크리트와 철근의 설계강도  $f_{cd} = \phi_c 0.85 f_{ck}$ 와  $f_{yd} = \phi_s f_y$  및 철근비 항으로 변환한 최대철근량  $A_{s,max} = \rho_{max} b d$ 를 각각 대입하여 정리하면 도로교설계기준(한계상태설계법) 규정을 기반으로 하는 최대철근비  $\rho_{max}$ 를 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$\rho_{max} = \frac{\alpha 0.85 \phi_c f_{ck} b c_{max}}{\phi_s f_y b d} = 0.85 \alpha \frac{\phi_c}{\phi_s} \frac{f_{ck}}{f_y} \left( \frac{\delta \epsilon_{cu}}{0.0033} - 0.6 \right) \quad (15)$$

이와는 다르게 콘크리트구조기준(2012)에서는 공칭강도 상태에서 휨부재의 순인장변형률  $\epsilon_t$ 가 최소 허용 변형률 이상이 되도록 규정한다. 휨부재의 최소 허용변형률은 철근의 항복강도  $f_y$ 가 400 MPa 이하인 경우에는 0.004로 하며, 400 MPa를 초과하는 경우에는 항복변형률  $\epsilon_y$ 의 2배로 한다. 이를 위의 방법과 동일하게 콘크리트구조기준(2012)의 규정들을 적용하여 최대철근비 항으로 정리하면 다음과 같다.

$$\rho_{max,KCI12} = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_t} \quad (16)$$

여기서,  $\epsilon_t$ 는 최외측 인장철근의 변형률로서  $f_y \leq 400$  MPa이면 0.004,  $f_y > 400$  MPa이면  $2\epsilon_y$ 이다.

한편, 콘크리트구조기준(2012) 규정에 기반하여 Eq. (16)과 같이 정의되는 최대철근비는 철근의 설계기준항복강도  $f_y$ 에 따른 휨부재의 최소 허용 변형률과 그에 따른 해당 철근비를 이전 콘크리

트구조설계기준(2003)과 같이 균형철근비  $\rho_b$ 에 대한 비율로 정의할 수 있다. 이에 대한 계산 결과들을 정리한 Table 3을 살펴보면, 철근의 설계기준항복강도  $f_y$ 가 300~600 MPa일 때, 해당 최소 허용 변형률에 따라  $0.643 \sim 0.714 \rho_b$ 가 된다. 이와는 반대로 이전 기준의 규정인  $0.75 \rho_b$ 를 현행 기준의 최대철근비로 적용하여 순인장변형률  $\epsilon_t$ 를 계산해보면 설계기준항복강도  $f_y$ 가 300~600 MPa일 때, 0.003~0.005로서 해당 최소 허용변형률 기준보다 약 8~25% 정도 작게 산정된다. 또한 순인장변형률은 항복강도 300 MPa를 제외하면 철근의 항복변형률  $\epsilon_y$ 를 기준으로 약 1.667~1.835배로서, 현행 콘크리트구조기준이 연성을 조금 더 보장함을 알 수 있다.

도로교설계기준(한계상태설계법)의 극한한계상태 설계 규정을 기반으로 유도한 균형철근비 Eq. (11)과 최대철근비 Eq. (15)에 대해서도 콘크리트구조기준(2012)에 의한 방법과 동일하게 최대철근비를 균형철근비의 비율로 나타낼 수 있다. 단, 콘크리트구조기준(2012)에서는 콘크리트 압축 한계변형률이 기준압축강도에 상관없이 0.003으로 일정하지만, 도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 기준압축강도에 따라 극한한계변형률  $\epsilon_{cu}$ 가 달라지므로 콘크리트 기준압축강도에 따라 최대철근비와 균형철근비의 비율이 달라진다. 철근의 기준항복강도별로 콘크리트 기준압축강도  $f_{ck}$ 에 따른 균형철근비에 대한 최대철근비 및 균형철근비의 비율을 Fig. 6에 나타내었다.

이 그림을 살펴보면, 최대 중립축 깊이  $c_{max}$ 와 도로교설계기준(한계상태설계법)의 규정을 기반으로 유도된 최대철근비는 콘크리트 기준압축강도  $f_{ck}$ 에 따라 철근의 기준항복강도  $f_y$ 가 300 MPa일 때는 균형철근비의 37~56%, 400 MPa일 때는 41~62%, 500 MPa일 때는 45~67%, 600 MPa일 때는 49~73%에 해당함을 확인할 수 있다. 이와 같은 균형철근비에 대한 최대철근비의 비율은 최소 허용변형률로 규정되어 Table 3에 균형철근비 비율로 정리한 콘크리트구조기준(2012) 및 균형철근비의 75%로 규정된 콘크리트구조설계기준(2003) 보다 상대적으로 낮은 값이라고 할 수 있다. 단, 철근의 기준항복강도  $f_y$ 가 600 MPa에서 콘크리트 기준압축강도  $f_{ck}$ 가 50 MPa 이하인 경우에는 콘크리트구조기준(2012)보다

Table 3. Maximum Steel Ratio and Steel Strain Provisions for Tension-controlled Section

Yield strength $f_y$ (MPa)	KCI 12		KCI 03			
	Allowable minimum steel strain (1)	Maximum steel ratio $\rho_{max}$	Maximum steel ratio $\rho_{max}$	KCI 12 transformed net tensile strain $\epsilon_t$ (2)	(2) / (1)	$\epsilon_t / \epsilon_y$
300	0.004	$0.643 \rho_b$	0.75 $\rho_b$	0.003	0.75	2
400	0.004	$0.714 \rho_b$		0.00367	0.92	1.835
500	$2\epsilon_y (=0.005)$	$0.688 \rho_b$		0.0043	0.86	1.720
600	$2\epsilon_y (=0.006)$	$0.667 \rho_b$		0.005	0.83	1.667

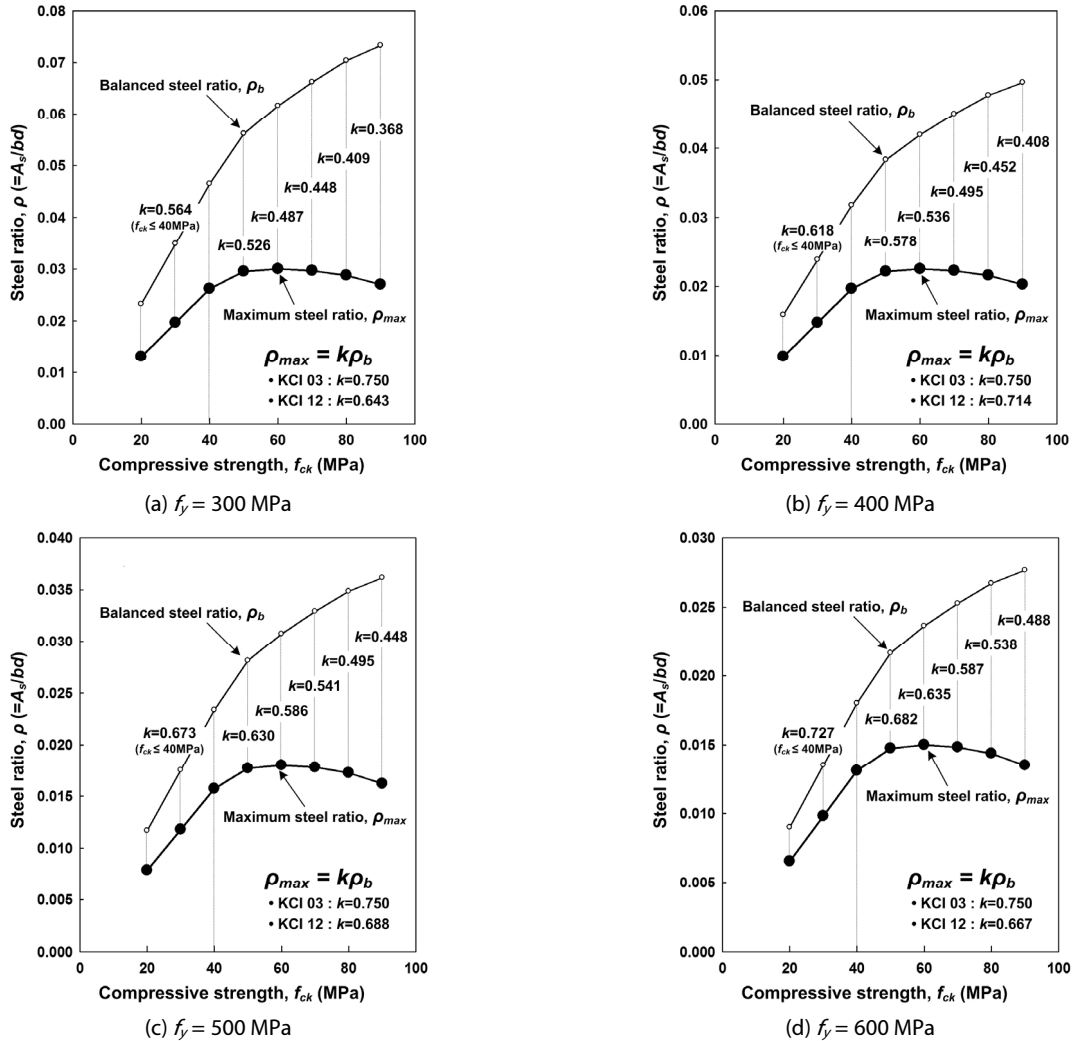


Fig. 6. Balanced and Maximum Steel Ratio Relationships in Concrete Compressive Strength

높게 나타나므로 이에 대한 확인이 필요할 것으로 판단된다. 따라서 이 경우를 제외하면 도로교설계기준(한계상태설계법)의 재료 특성 및 최대 중립축 깊이 규정을 기반으로 하여 유도된 최대철근비는 휨부재의 연성 파괴 보장이라는 관점에서 콘크리트구조기준(2012)과 비교하여 충분히 만족하는 결과라고 할 수 있다.

콘크리트구조기준(2012)에서는 휨부재 설계 시 연성 파괴를 보장할 수 있도록 최외측 인장철근의 최소 허용변형률을 Table 3와 같이 철근 항복변형률의 약 2배로 규정한다. 따라서 도로교설계기준(한계상태설계법)의 극한한계상태 검증 규정에 기반하여 Eq. (15)와 같이 정의되는 최대철근비가 적용되었을 때 발생하는 인장철근의 변형률 상태를 확인할 필요가 있다. 이를 위해서 Fig. 3(b)에 의한 변형적합조건을 이용하여 Eq. (16)과 같은 형태로 최대철근비를 수정하기 위해 항복변형률  $\epsilon_y$  대신 인장변형률  $\epsilon_t$ 를 대입하여 정리하면 다음과 같다.

$$\rho_{max} = 0.85 \alpha \frac{\phi_c f_{ck}}{\phi_s f_y} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_t} \quad (17)$$

도로교설계기준(한계상태설계법)의 극한한계상태 검증 규정을 기반으로 유도한 최대철근비 Eq. (17)과 Eq. (15)가 같다고 간주하면 인장철근의 인장변형률  $\epsilon_t$ 는 다음과 같이 계산된다.

$$\epsilon_t = \frac{0.00528\epsilon_{cu} - \delta\epsilon_{cu}^2}{\delta\epsilon_{cu} - 0.00198} \quad (18)$$

콘크리트 기준압축강도에 따른 한계압축변형률  $\epsilon_{cu}$ 를 Eq. (18)에 대입하여 인장철근의 변형률  $\epsilon_t$ 를 계산하고, 이 값을 기준항복강도별로 해당 철근의 항복변형률  $\epsilon_y$ 로 나눈 항복변형률에 대한 비로써 Fig. 7에 정리하였다. 이 그림을 살펴보면, Fig. 2에 정의한



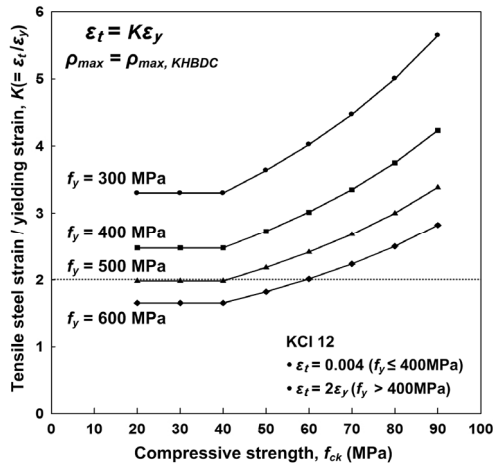


Fig. 7. Relations of Tension Steel Strain and Yielding Strain for  $c_{max}$  of the KHBDC

극한한계상태 변형률 분포에 조건에 근거하여 모든 경우에 대해서 인장 지배 단면에 해당함을 알 수 있다. 그리고, 도로교설계기준(한계상태법) 규정에 기반하여 유도된 최대철근비는 철근의 기준항복강도  $f_y$ 가 500 MPa 이하인 경우 콘크리트 기준압축강도에 상관없이 철근의 인장변형률이 항복변형률  $\epsilon_y$ 의 2배 이상으로 발생하지만, 기준항복강도  $f_y$ 가 600 MPa 일 때는 콘크리트 기준압축강도  $f_{ck}$ 가 60 MPa 이하에서 철근의 인장변형률이 항복변형률  $\epsilon_y$ 의 2배보다 작게 발생하는 것으로 나타났다. 이 결과를 Table 3에 정리한 콘크리트구조기준(2012)의 최소 허용변형률 규정과 비교하면, 기준항복강도  $f_y$ 가 600 MPa인 철근에 대해서 콘크리트 기준압축강도  $f_{ck}$ 가 60 MPa 이하인 경우를 제외하면 콘크리트구조기준(2012)의 최소 허용변형률 규정에 상응하는 충분한 연성거동을 확보하는 것으로 나타났다.

도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 앞 절에서 설명한 최대 중립축 깊이  $c_{max}$ 와 함께 부재 상에서 보 부재의 인장철근량을 콘크리트 단면적의 0.04배 이하로 사용하도록 규정하는데, 이 한계 값은 철근콘크리트 휨부재의 최대철근량에 해당하는 것으로서 철근비로 표현하면  $\rho_{max} = 0.04$ 가 된다. 따라서 철근콘크리트 휨부재 설계 시 이 한계값이 적용되었을 경우에도 충분한 연성거동을 확보할 수 있는지 확인할 필요가 있다. 이를 위해 Eq. (17)과 같이 인장 철근의 변형률 항으로 정의된 최대철근비를 이 규정에 적용하여 다음과 같은 관계식으로 설정한 다음 앞 절과 동일한 방법으로 인장철근의 변형률  $\epsilon_t$ 를 계산하고 비교하여 Fig. 8에 정리하였다.

$$\rho_{max} = 0.85 \alpha \frac{\phi_c f_{ck}}{\phi_s f_y} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_t} = 0.04 \quad (19)$$

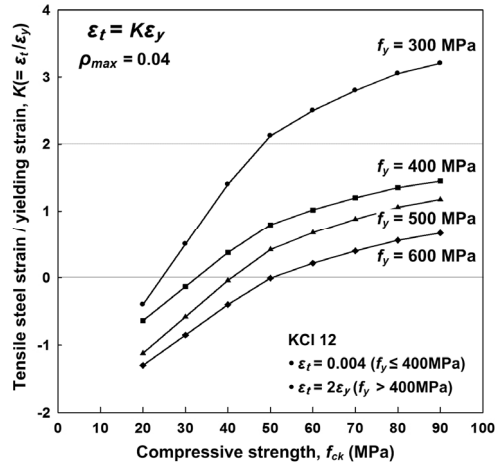


Fig. 8. Relations of Tension Steel Strain and Yielding Strain for Maximum Steel Ratio 0.04 for the KHBDC

이 그림을 살펴보면, 철근의 기준항복강도  $f_y$ 가 400 MPa 이상이면 콘크리트 기준압축강도  $f_{ck}$ 에 상관없이 연성거동을 보장한다고 간주할 수 있는 최소 허용변형률인  $2\epsilon_y$ 보다 작은 변형률이 발생함을 알 수 있다. 그리고, 철근의 기준항복강도  $f_y$ 가 300 MPa인 경우에는 콘크리트 기준압축강도  $f_{ck}$ 가 약 50 MPa 이상일 때에만  $2\epsilon_y$ 보다 큰 변형률이 발생함을 알 수 있다. 더욱이 철근의 기준항복강도에 따라 콘크리트 기준압축강도가 낮게 되면 인장철근이 항복변형률  $\epsilon_y$ 보다 작은 압축 지배 단면이 되거나 압축변형률이 유발되는 것을 확인할 수 있다. 따라서, 도로교설계기준(한계상태설계법)의 규정에 따라 인장철근량의 한계를 콘크리트 단면적의 0.04배로 하게 되면 한계 철근비 근처에서 연성과괴 보장이라는 휨부재 설계 조건을 충분히 만족하지 못한다고 할 수 있으므로, 연성 거동의 확보를 위한 최대철근비 한계값을 감소시킬 필요가 있다고 판단된다.

이상과 같이 도로교설계기준(한계상태설계법)에서 직·간접적으로 규정하는 휨부재 최대철근비 규정에 대한 분석 결과를 종합하면, 최대 중립축 깊이 규정을 기반으로 유도한 최대철근비는 연성과괴를 보장할 수 있으나 철근비가 너무 낮게 산정되어 설계 단면이 커지는 문제가 있을 수 있다. 반대로, 콘크리트 단면적의 0.04배 이하로 규정하는 최대철근비는 Fig. 2에 정의한 것과 같은 인장 지배 단면이 되지 못하거나 충분한 연성을 확보하지 못하는 문제가 발생할 수 있다.

따라서 이 연구에서는 도로교설계기준(한계상태설계법)의 최대 철근비에 대한 2가지 규정이 갖는 문제점들을 보완하고 연성과괴가 보장될 수 있도록 극한한계상태에서의 인장철근의 최소 변형률을 항복 변형률의 2배 이상으로 제안코자 한다. 이 방법은 콘크리트구조기준(2012)에서 규정하고 있는 최소 허용 변형률 개념을 도입한 것으로써, 도로교설계기준(한계상태설계법)에서 극한한계상태 검증 조건 및 재료 특성을 모두 포함하여 최대철근비를 결정할 수

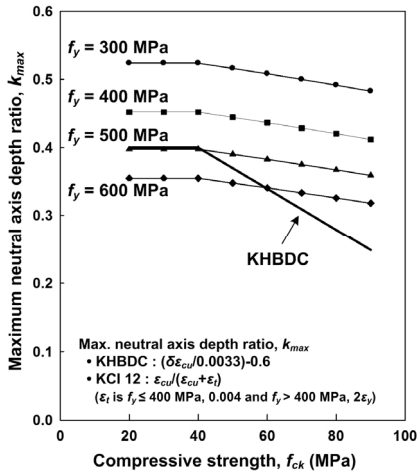


Fig. 9. Comparison of Maximum Neutral Axis Depth Ratio

있는 규정인 최대 중립축 깊이  $c_{max}$ 의 수정을 통하여 적용이 가능하다. 그런데 최대 중립축 깊이는 다음과 같이 최대 중립축 깊이 비  $k_{max}$ 에 유효깊이  $d$ 를 곱한 것과 같기 때문에  $k_{max}$ 를 수정하는 것이 보다 합리적일 것이다.

$$c_{max} = \left( \frac{\delta \epsilon_{cu}}{0.0033} - 0.6 \right) d = k_{max} d \quad (20)$$

이를 위해서 도로교설계기준(한계상태설계법)의 규정인 Eq. (20)의 중립축 깊이 비  $k_{max}$ 가 이 연구에서 제안하는 조건에 그대로 적용될 수 있는지 확인할 필요가 있다. 이를 위해서 철근의 항복강도 별로 콘크리트 기준압축강도  $f_{ck}$ 에 따라 인장변형률이 철근 항복변형률의 2배가 되는 중립축 깊이 비와 비교하여 Fig. 9에 정리하였다. 이 그림을 살펴보면 도로교설계기준(한계상태설계법)에서 규정하는 중립축 깊이 비  $k_{max}$ 는 철근의 기준항복강도  $f_y$ 가 500 MPa이며, 콘크리트 기준압축강도  $f_{ck}$ 가 40 MPa 이하인 경우에만 적용이 가능함을 알 수 있다.

따라서, 이 연구에서는 최대 중립축 깊이 비  $k_{max}$ 에 철근의 기준항복강도  $f_y$  및 콘크리트 기준압축강도  $f_{ck}$ 의 영향을 모두 반영한 보정계수  $k_c$ 를 도입하였다. 보정계수  $k_c$ 는 먼저 콘크리트 기준압축강도  $f_{ck}$ 가 40 MPa를 기준으로  $f_{ck}$ 가 40 MPa 보다 작은 경우에 대해서는 철근의 기준항복강도  $f_y$ 에 따른 회귀분석을 실시하여 다음과 같은 보정계수를 얻은 후,

$$k_c = \sqrt{\frac{500}{f_y}} \quad \text{for } f_{ck} \leq 40 \text{ MPa} \quad (21a)$$

다음으로  $f_{ck}$ 가 40 MPa 보다 큰 경우에 대해서 Eq. (21a)로 결정된 철근 기준항복강도 보정계수에 추가하여 콘크리트 기준압

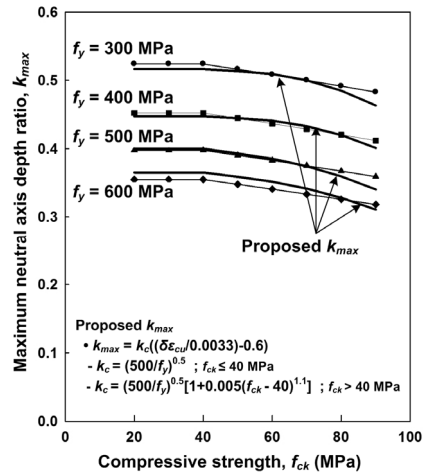


Fig. 10. Verification of Proposed Maximum Neutral Axis Depth Ratio

축강도 변화에 따른 회귀분석을 실시하고, 다음과 같은 보정계수를 결정하였다.

$$k_c = \sqrt{\frac{500}{f_y}} \left[ 1 + 0.005(f_{ck} - 40)^{1.1} \right] \quad (21b)$$

for  $40 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$

제안된 보정계수  $k_c$ 를 적용하여 수정된 최대 중립축 깊이 비  $k_{max}$ 를 다시 비교하여 정리한 Fig. 10을 살펴보면 철근의 기준항복강도와 콘크리트 기준압축강도의 변화에 따른 최대 중립축 깊이 비를 비교적 정확하게 산정할 수 있음을 확인할 수 있다.

따라서, 이 연구에서는 최대 중립축 깊이  $c_{max}$  및 최대 중립축 깊이 비  $k_{max}$ 를 Eq. (21)로 결정된 보정계수  $k_c$ 를 도입하여 다음과 같이 제안한다.

$$c_{max,proposed} = k_c \left( \frac{\delta \epsilon_{cu}}{0.0033} - 0.6 \right) d = k_{max,proposed} d \quad (22)$$

그리고, 이 값을 Eq. (15)에 적용하면 극한한계상태에서 발생하는 인장철근의 최소 인장변형률을 철근 기준항복강도 및 콘크리트 기준압축강도의 변화에 상관없이 항복변형률의 2배 이상으로 확보할 수 있으며, 이를 통하여 연성 거동을 보장할 수 있는 설계가 가능한 최대철근비를 얻을 수 있다.

## 5. 결론

한계상태설계법을 기반으로 하는 현행 도로교설계기준 규정에 의해 철근콘크리트 휨부재 설계 시 연성파괴를 보장할 수 있는

사용 철근량의 최대 한계를 결정하기 위한 해당 철근비 규정의 검토를 통하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 철근콘크리트 휨부재 설계를 위한 기준 철근비인 균형철근비에 대한 명시적인 규정은 없지만, 극한한계상태 검증 규정을 기반으로 하여 균형철근비를 유도하고 콘크리트 기준압축강도에 따른 극한한계변형률을 반영한 재료 강도 특성만으로 계산이 가능하도록 수정하였다.
- (2) 도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 연성과파괴를 보장하기 위한 사용 철근량의 최대 한계를 휨모멘트 재분배 비율에 따른 최대 중립축 깊이 및 콘크리트 단면적의 4%로 규정하는데, 이 규정을 기반으로 하여 유도되는 최대 철근비를 적용하면 사용 철근량이 적게 산정되어 단면을 확대하거나, 인장철근의 변형률 관점에서 항복변형률의 2배 이하로 발생하는 문제점이 있다.
- (3) 도로교설계기준(한계상태설계법)에 의한 휨부재 설계 시 연성과파괴 보장 및 최적화된 단면 선정을 위하여 인장철근의 최소 허용변형률을 철근 항복변형률의 2배로 선정한 후, 극한한계상태 검증 규정 및 재료 특성이 반영되고 철근의 기준항복강도 및 콘크리트 기준압축강도에 상관없이 최대철근비가 산정될

수 있도록 보정계수를 도입하여 최대 중립축 깊이 식을 수정하였다.

## References

- European Committee for Standardization (2002). EUROCODE 2 - Design of Concrete Structures, European Committee for Standardization, Brussels.
- Korea Road and Transportation Association (2012). "Korean highway bridge design code (Limit States Design Method)." (in Korean).
- Korean Institute of Bridge and Structural Engineers and Korea Bridge Design and Engineering Research Center (2015). "Manual of Korean highway bridge design code (Limit States Design Method)." pp. 5-173~5-176.
- Korea Concrete Institute (2012). "Design specifications for structural concrete." Kimoondang Publishing Co. Ltd (in Korean).
- Korea Concrete Institute (2007). "Concrete design code and commentary." Kimoondang Publishing Co. Ltd (in Korean).
- Korea Concrete Institute (2003). "Concrete design code and commentary", Kimoondang Publishing Co. Ltd (in Korean).
- Kim, W. (2014). "Limit state design of concrete structures." Donghwa Publishing Co. Ltd., pp. 229-233 (in Korean).