



EC-2의 콘크리트 응력-변형률 곡선에 기반한 휨부재의 유효단면2차모멘트

염환석^{1)*} · 김 우²⁾

¹⁾광주대학교 건축학부 ²⁾전남대학교 토목공학과

Effective Moment of Inertia of Flexural Members Based on the Concrete Stress-Strain Curve in EC-2

Hwan-Seok Yum^{1)*} and Woo Kim²⁾

¹⁾School of Architecture, Gwangju University, Gwangju, 61743, Rep. of Korea

²⁾Dept. of Civil Engineering, Chonnam National University, Gwangju, 61186, Rep. of Korea

ABSTRACT The present study shows the moment-average curvature relationship and effective inertia moment of RC beams obtained from the nonlinear analysis based on the parabola-rectangular stress-strain curve defined in EC-2 code. The variables examined are concrete strength and steel ratio, and moment-average curvature relationship and effective inertia moment obtained are compared with those of the current KCI provisions. As the results of the comparison, the followings could be said: Since the KCI provisions(the Branson method) were originally derived based on the experimental data ranged from 2.2 to 4 of M/M_{cr} and 1.3 to 3.5 of I_{ut}/I_{cr} , thereby within these ranges the inertia moments obtained from the nonlinear analysis are closely agreed with those predicted by the Branson method. However, beyond those range the remarkable difference could be found between the two results. In particular, for beams having low steel ratio the inertia moment resulted from the nonlinear analysis are significantly smaller than those obtained from the KCI(Branson) method. This result may imply that the deflection of lightly reinforced members, such as slabs in buildings, becomes much larger than those calculated according to the current design provisions.

Keywords : EC-2, parabola-rectangular stress-strain curve, nonlinear analysis, bending moment-average curvature relationship, effective inertia moment

1. 서 론

과거에는 콘크리트의 응력-변형률 관계가 명확하게 정의되지 않은 상태였고, 콘크리트 구조 해석 목적으로 완전한 응력-변형률 관계가 굳이 필요하지도 않았다. 강도설계법에서도 최대 강도 관점에서 콘크리트 극한한계상태의 압축 합력의 크기와 그 작용점 위치를 실험적으로 파악하여 설계에 반영하고 있어서 부분적으로 역학이론에 기초하고 다른 한편으로는 실험결과에 의해 보완된 해석 방법을 사용하고 있다. 그러나 이러한 방법은 다양하고 새로운 성능의 요구에 대해서 상당한 한계를 갖고 있기 때문에 최근에는 콘크리트의 응력-변형률 곡선을 명시적으로 정의하여 구조 해석에 직접적으로 반영하는 설계방법으로 변화하고 있는 추세이다.¹⁾

철근콘크리트 휨부재의 사용성을 평가할 때 강도설계법에서는 콘크리트의 탄성계수 E_c 를 콘크리트 응력-변형률 곡선의 원점과 $0.4 f_{ck}$ 에 해당하는 점을 연결하는 직선의 기울기, 즉 활선탄성계수(secant elastic modulus)를 사용하고, 단면2차모멘트는 균열 단면2차모멘트 I_{cr} 를 사용하여 선형탄성해석을 한다. 선형탄성해석을 통해 처짐을 평가하는 방법은 콘크리트 압축응력이 압축강도의약 절반 이하의 상태에 있을 때 유효하고 큰 응력 수준에서는 정확한 해석이 어렵다. 이에 반하여 유로코드-2(EC-2)의 한계상태설계법에서는 콘크리트의 응력-변형률 관계를 포물선-사각형응력-변형률 곡선(parabola-rectangular stress-strain curve: p-r curve)을 사용하고, 이 곡선을 적용하여 비선형해석(nonlinear analysis)을 하면 초기 응력 단계부터 극한한계상태에 이르는 모든 하중 단계까지 한 논리로 정밀한 해석이 가능하므로 모멘트-곡률 관계 및 유효단면2차모멘트에 관한 조사가 가능하다.¹⁻³⁾

현재 콘크리트구조기준에서 사용하는 유효단면2차모멘트를 산정하는 방법은 1970년대에 Branson이 제안한 것이다. Branson 방법은 54개의 보 실험 자료를 바탕으로 유도된

*Corresponding author E-mail : hwanseok@gwangju.ac.kr

Received June 26, 2016, Revised August 14, 2016,

Accepted September 5, 2016

©2016 by Korea Concrete Institute

것으로서 균열모멘트에 대한 모멘트 비 M/M_{cr} 이 2.2에서 4 사이이고, 균열 단면2차모멘트에 대한 비균열 단면2차모멘트의 비 I_{ut}/I_a 가 1.3에서 3.5사이의 제한된 범위에서 맞춰진 방법이다. 더욱이 당시에 Branson도 M/M_{cr} 이 1에서 2.2사이 일 때에도 적합한가에 대해서 의문을 갖고 있었으므로⁴⁷⁾ 상기 범위를 벗어난 경우에도 이 방법이 적합한가에 대해서 검토해야 할 필요가 있다고 사료된다.

이와 같은 이유로 본 연구에서는 철근콘크리트 보를 대상으로 EC-2에 정의된 콘크리트 응력-변형률 곡선에 기반하여 비선형해석을 수행하여 유효단면2차모멘트에 대해서 조사하였다. 유효단면2차모멘트는 Branson 방법의 범위 내에서 해석값과 비교하여 본 비선형해석의 정확성을 검증하였고, 그 결과를 바탕으로 Branson 방법의 범위 외에서 Branson 방법과 해석값과 차이점을 조사하였다.

2. EC-2의 콘크리트 응력-변형률 곡선에 의한 휨부재의 단면해석

휨부재의 단면해석을 위한 EC-2의 콘크리트 응력-변형률 곡선은 Fig. 1과 같으며 식 (1-a) 및 (1-b)로 정의되어 있다.

$$f_c = 0.85f_{ck} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^n \right] : 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{co} \quad (1-a)$$

$$f_c = 0.85f_{ck} : \epsilon_{co} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \quad (1-b)$$

여기서, 강도가 50 MPa 이하의 콘크리트인 경우 n 은 상승 곡선부의 형상을 나타내는 지수로서 2이고, ϵ_{co} 는 최대응력에 처음 도달할 때의 변형률로서 0.002이고, ϵ_{cu} 는 극한한계 변형률로서 0.0035이다. 유효계수 0.85는 극한한계 변형률까지 정점 응력이 유지되는데서 발생할 수 있는 단면강도의 과대평가를 방지하고 장기 지속하중에 의한 콘크리트 강도가 낮아지는 현상을 반영한 값이다.

철근의 응력-변형률 곡선은 Fig. 2와 같다. 여기서 K 는 항복강도에 대한 인장강도비이다. 본 연구에서는 항복 변형률 ϵ_y 보다 변형률이 커지더라도 항복강도가 변하지 않는 K 가 1인 곡선을 사용하고, ϵ_u 는 철근의 극한변형률로서 0.025를 사용하였다.

p-r 곡선을 이용한 휨부재의 단면해석은 비선형 해석 (nonlinear analysis)이다. p-r 곡선의 합력과 작용점은 무차원 합력 계수 α 와 작용점 계수 β 를 사용하면 간편하게 해결할 수 있다(Fig. 3 참조). 계수 α 와 β 는 직사각형 단면일 때 압축 연단 변형률 ϵ_c 의 함수이고, 식 (2-a)~(3-b)와 같다.¹⁾

$$0 \leq \epsilon_c \leq 0.002 : \alpha = \frac{10^3 \epsilon_c}{2} - \frac{(10^3 \epsilon_c)^2}{12} \quad (2-a)$$

$$\beta = \frac{8 - 10^3 \epsilon_c}{4(6 - 10^3 \epsilon_c)} \quad (2-b)$$

$$0.002 \leq \epsilon_c \leq 0.0035 : \alpha = 1 - \frac{2}{3(10^3 \epsilon_c)} \quad (3-a)$$

$$\beta = \frac{4(10^3 \epsilon_c) - 3(10^3 \epsilon_c)^2 - 2}{6(10^3 \epsilon_c)(0.67 - 10^3 \epsilon_c)} \quad (3-b)$$

이 계수를 적용하면 비선형 분포 압축응력의 합력 C , 철근의 인장력 T 와 모멘트 팔길이 $d - \beta c$ 는 다음과 같다.

$$C = \alpha(0.85f_{ck}) k b d \quad (4)$$

$$T = A_s f_s = \rho f_s b d \quad (5)$$

$$d - \beta c = (1 - \beta k) d \quad (6)$$

여기서 k 는 중립축 깊이비이다. 따라서 단면의 짝힘 작용에 의한 휨모멘트는

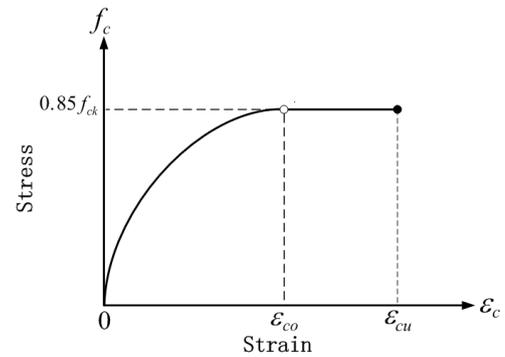


Fig. 1 Concrete stress-strain curve (p-r curve)

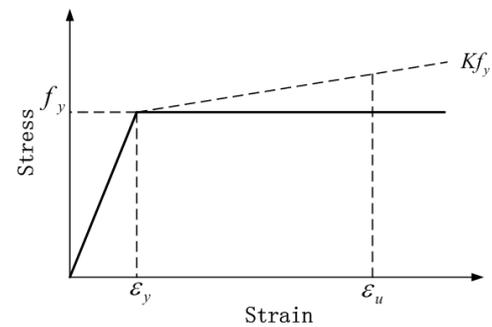


Fig. 2 Steel stress-strain curve

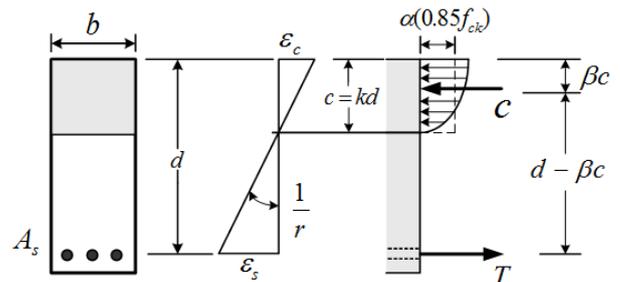


Fig. 3 Section analysis of flexural member using p-r curve

$$M = C(1 - \beta k)d = \alpha(0.85f_{ck})k(1 - \beta k)bd^2 \quad (7)$$

$$M = T(1 - \beta k)d = \rho f_s(1 - \beta k)bd^2 \quad (8)$$

이처럼 단면해석은 α , β 와 k 라는 세 무차원 계수 값이 필요하다. 이 계수 값들을 구하려면 단면의 평형조건과 변형 적합조건을 만족할 때까지 반복 시산법(trial-error method)을 사용해야하는 어려움이 있다. 따라서 간편한 단면해석을 위해서 작용 휨모멘트의 상대적 크기를 나타내는 무차원 계수 m 을 도입할 필요가 있다.

$$m = \frac{M}{0.85f_{ck}bd^2} \quad (9)$$

이 계수 m 은 주어진 단면에 작용하는 휨모멘트 세기(bending moment intensity)를 나타낸다. 이 계수를 식 (7)에 대입하면 무차원 계수로 구성된 k 에 관한 2차방정식이 얻어지고

$$m = \alpha k(1 - \beta k) \quad (10)$$

이 식을 만족하는 해는

$$k = \frac{1 - \sqrt{1 - 4m\beta/\alpha}}{2\beta} \quad (11)$$

주어진 단면의 작용 휨모멘트 M 으로부터 계수 m 을 구하고, 압축연단 변형률 ϵ_c 를 가정하여 식 (2), (3)에 의해 α 와 β 값을 구해서, 이 값들을 식 (11)에 대입하면 k 값을 얻을 수 있다. 가정한 ϵ_c 와 계산한 k 를 Fig. 3의 단면 변형률 분포의 기하조건에 대입하여 철근 변형률 ϵ_s 를 구하고 철근 탄성계수 E_s 를 곱하여 인장철근의 응력 f_{s1} 을 구한다.

$$f_{s1} = E_s \epsilon_c \left(\frac{1 - k}{k} \right) \leq f_y \quad (12)$$

이 철근 응력 f_{s1} 이 식 (8)에서 유도한 식 (13)의 철근 응력 f_{s2} 와 동일하면 가정한 변형률과 그 값으로 계산한 응력들은 작용 휨모멘트에 의해 발생된 값이다. 철근 응력 f_{s1} 과 f_{s2} 이 동일하지 않으면 동일할 때까지 압축연단 변형률을 계속 변화시키며 반복 계산하여야 한다.

$$f_{s2} = \frac{M}{A_s(1 - \beta k)d} \quad (13)$$

철근이 항복한 이후에는 철근 응력이 f_y 이기 때문에 시산법은 사용하지 않고 콘크리트 압축력과 철근의 인장력이 같아야 한다는 힘의 평형조건으로부터 중립축 깊이를 알 수 있다.

보에 휨모멘트가 작용하면 중립면을 따라 보가 휘게 되는데 단위 길이 당 각변화량을 곡률이라 하고 $1/r$ 로 표시한다.

여기서 r 은 곡률 반경이다. 균열이 발생하기 전에는 비균열 단면 2차모멘트 I_{ut} 를 이용하여 곡률을 구하면

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_c I_{ut}} \quad (14)$$

휨모멘트가 균열모멘트 M_{cr} 에 도달하여 균열이 발생한 후에는 균열은 어떤 간격을 두고 발생하기 때문에 균열면의 곡률과 균열사이의 곡률은 차이가 있다. 이것은 Fig. 4와 같은 인장강화효과 때문이다.^{1,8)}

이 결과로 Fig. 5와 같이 철근의 평균 변형률 ϵ_{sm} 은 균열면의 철근 변형률 ϵ_{so} 를 기준으로 평가할 수 있다. 평균 곡률 $1/r_m$ 은 단면 평균 변형률 분포 기울기로 나타난다.

$$\frac{1}{r_m} = \frac{\epsilon_{sm} + \epsilon_c}{d} \quad (15)$$

EC-2에 의하면 평균 변형률 ϵ_{sm} 은 다음 식과 같다.

$$\epsilon_s \leq \epsilon_y : \epsilon_{sm} = \epsilon_{so} \left(1 - \left(\frac{f_{scr}}{f_s} \right)^2 \right) \quad (16-a)$$

$$\epsilon_s \geq \epsilon_y : \epsilon_{sm} = \epsilon_{so} - \frac{0.4f_{ct}}{E_c \rho_e} \quad (16-b)$$

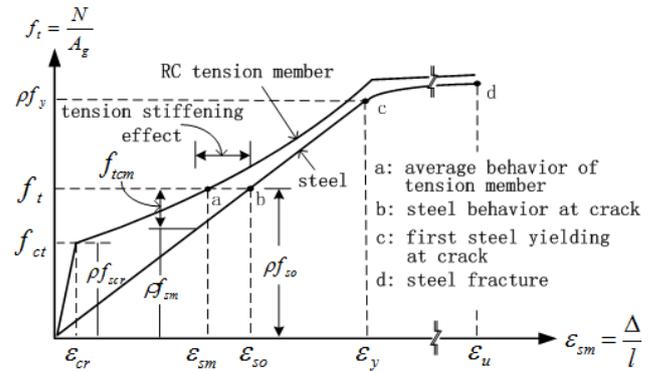


Fig. 4 Average stress-strain and tension stiffening effect of tension element

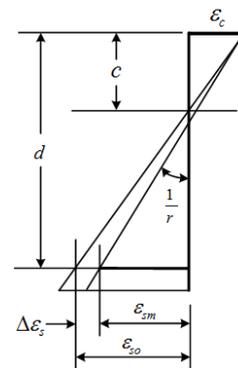


Fig. 5 Average curvature of tension element

여기서 f_{scr} 은 균열 발생 직후 균열면의 철근 응력이고, ρ_e 는 유효 철근비이며 다음 식으로 구할 수 있다.

$$\rho_e = \frac{A_s}{2.5(h-d)b} \quad (17)$$

휨모멘트-곡률 곡선 위의 한 점에서 원점으로 그은 직선의 기울기가 휨강성(flexural stiffness) EI 이다. 균열 발생 전의 휨강성은 $E_c I_{ut}$ 이고, 균열 발생 후의 휨강성을 유효 단면2차모멘트 I_e 를 사용하여 구하면 식 (18)과 같고, 유효 단면2차모멘트 I_e 는 식 (19)와 같다.

$$E_c I_e = \frac{M}{(1/r_m)} \quad (18)$$

$$I_e = \frac{M}{E_c(1/r_m)} \quad (19)$$

상기와 같은 균열이 발생한 후부터 철근이 항복할 때까지의 단면해석 과정을 나타내면 Fig. 6과 같다.

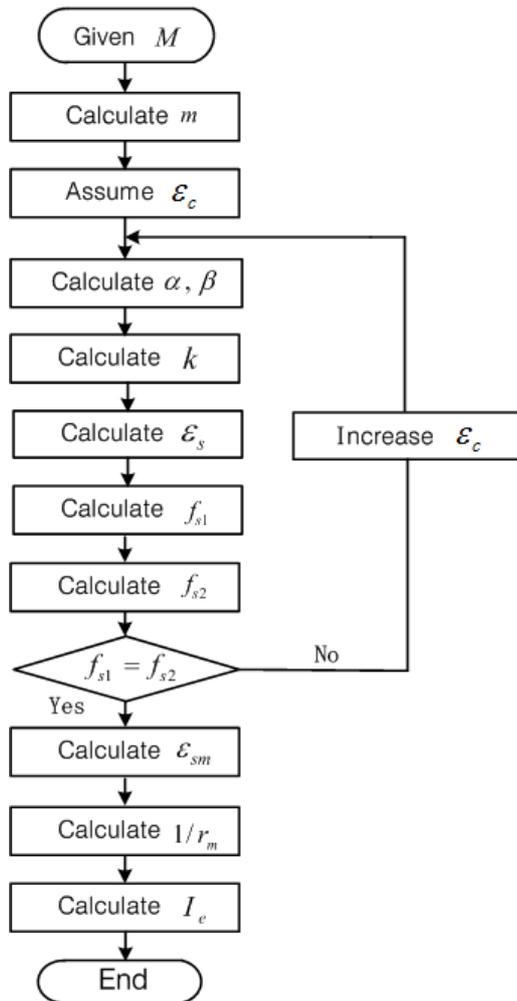


Fig. 6 Flow chart for section analysis

3. 휨모멘트-곡률 관계

휨모멘트-곡률 관계를 조사하기 위한 직사각형 단면인 보는 폭 $b=250$ mm, 전체깊이 $h=650$ mm, 유효깊이 $d=550$ mm, 철근의 항복강도 $f_y=400$ MPa이다. 해석 시 변수인 콘크리트 압축강도 f_{ck} 는 20 MPa~40 MPa, 철근비 ρ 는 0.56%~1.69%로 하였고, 단면의 제원과 변수를 Fig. 7과 Table 1에 나타내었다.

휨모멘트-곡률 관계를 살펴보기 전에 본 논문에서 사용한 관련된 용어의 정의를 하면 비균열 단면2차모멘트 I_{ut} 와 균열모멘트 M_{cr} 는 다음과 같다(Fig. 8 참조).

$$I_{ut} = \frac{bh^3}{12} + (n-1)A_s(d-c)^2 \quad (20)$$

$$M_{cr} = f_r \frac{I_{ut}}{h-c} \quad (21)$$

여기서 n 은 탄성계수비 E_s/E_c 이고, f_r 은 휨인장강도이다. 균열 단면2차모멘트는 다음과 같다(Fig. 9 참조).

$$I_{ct} = \frac{b(kd)^3}{3} + nA_s(1-k)^2d^2 \quad (22)$$

여기서 k 는 균열단면을 선형탄성해석을 할 때의 중립축 깊이비이다.

철근콘크리트 보를 EC-2의 p-r 곡선을 이용한 비선형 해

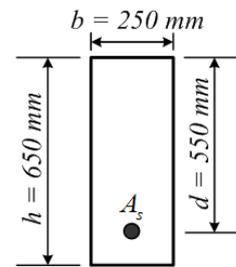


Fig. 7 Section properties of the beam

Table 1 Analysis variables

Variables	
Concrete strength f_{ck} (MPa)	Steel ratio ρ (%)
20, 25, 30, 35, 40	0.56, 0.84, 1.12, 1.41, 1.69

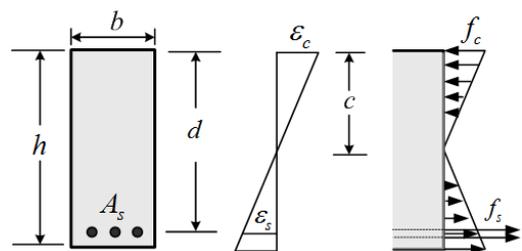


Fig. 8 Elastic analysis of uncracked section

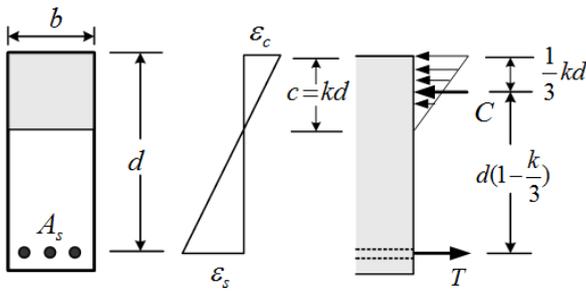


Fig. 9 Elastic analysis of cracked section

석을 하고, 인장강화효과를 고려한 평균곡률을 계산하여 모멘트-평균곡률 관계를 조사한 결과를 Table 2, Fig. 10, 11에 나타내었다. 여기서 M_y 는 철근이 항복하기 시작할 때의 모멘트이며, M_{uls} 는 극한한계상태, 즉, 압축측 콘크리트의 연단 변형률이 0.0035에 도달하던지, 인장측 철근의 변형률이

0.025에 도달할 때의 모멘트를 말한다. Fig. 10, 11에 $E_c J_{ut}$, $E_c J_{ct}$ 를 나타낸 것은 선형탄성해석 결과와 차이점을 조사하기 위해서이다.

철근비는 $\rho = 1.69\%$ 로 고정하고 콘크리트 압축강도 f_{ck} 는 20 MPa~40 MPa로 변화시킨 경우를 살펴보면 다음과 같다. 철근이 처음 항복할 때까지는 콘크리트 강도가 낮을수록 ($f_{ck} = 20, 25$ MPa) 높은 응력수준에서 $E_c J_{ct}$ 직선식보다 큰 곡률을 보이고 있고, 콘크리트 강도가 높을수록 ($f_{ck} = 30$ MPa 이상) 곡률이 $E_c J_{ct}$ 직선식과 크게 차이가 없이 나타났다. 이는 콘크리트 강도가 낮을수록 높은 응력수준($0.4 f_{ck}$ 이상)일 때 콘크리트 할선탄성계수를 나타내는 직선식을 초과하는 변형률이 크고, 콘크리트 강도가 커질수록 초과하는 변형률이 작기 때문이다.

철근이 처음 항복하여 극한한계상태에 도달할 때까지를 살펴보면 콘크리트 강도가 높을수록 철근이 항복하는 순간의 곡률은 작아지고 극한한계상태의 곡률은 커지며, M_{uls} 일

Table 2 Bending moment - average curvature

f_{ck} (MPa), ρ (%)	I_{ct} ($\times 10^9$) (mm^4)	I_{ut} ($\times 10^9$) (mm^4)	I_{ut}/I_{ct}	M_{cr}		$2M_{cr}$		$3M_{cr}$		M_y		M_{uls}	
				M (kNm)	$1/r_m$ ($\times 10^{-6}$)	M (kNm)	$1/r_m$ ($\times 10^{-6}$)	M (kNm)	$1/r_m$ ($\times 10^{-6}$)	M (kNm)	$1/r_m$ ($\times 10^{-6}$)	M (kNm)	$1/r_m$ ($\times 10^{-6}$)
20, 1.69	2.95	5.36	1.82	52.6	0.39	105.3	1.48	157.9	2.46	402.0	8.01	406.4	11.41
25, 1.69	2.82	5.93	2.10	59.1	0.38	118.2	1.51	177.3	2.53	418.1	7.04	427.4	14.35
30, 1.69	2.72	6.35	2.33	65.1	0.36	130.3	1.58	195.4	2.61	427.7	6.50	441.4	17.31
35, 1.69	2.63	6.76	2.57	70.9	0.36	141.7	1.60	212.6	2.69	434.4	6.14	451.4	20.27
40, 1.69	2.56	7.36	2.88	76.3	0.35	152.7	1.64	229.0	2.77	439.6	5.88	459.4	23.23
30, 0.56	1.18	5.95	5.04	58.8	0.49	117.8	3.08			154.8	4.49	162.5	50.69
30, 0.84	1.63	6.06	3.71	60.5	0.44	121.0	2.34	181.6	3.97	228.8	5.46	238.0	35.39
30, 1.12	2.03	6.16	3.03	62.1	0.40	124.2	1.95	186.4	3.29	301.5	5.92	309.6	26.35
30, 1.41	2.39	6.25	2.61	63.6	0.38	127.3	1.72	191.0	2.88	373.4	6.35	377.5	20.92

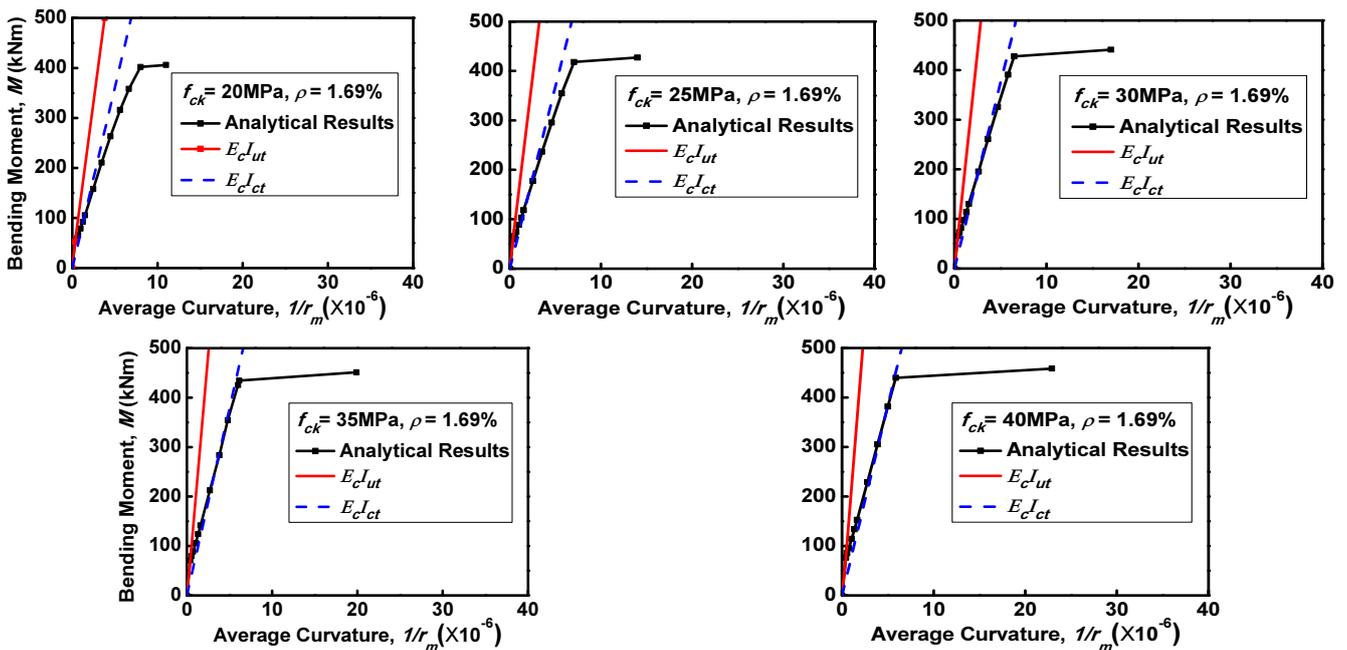


Fig. 10 Bending moment - average curvature according to concrete strength

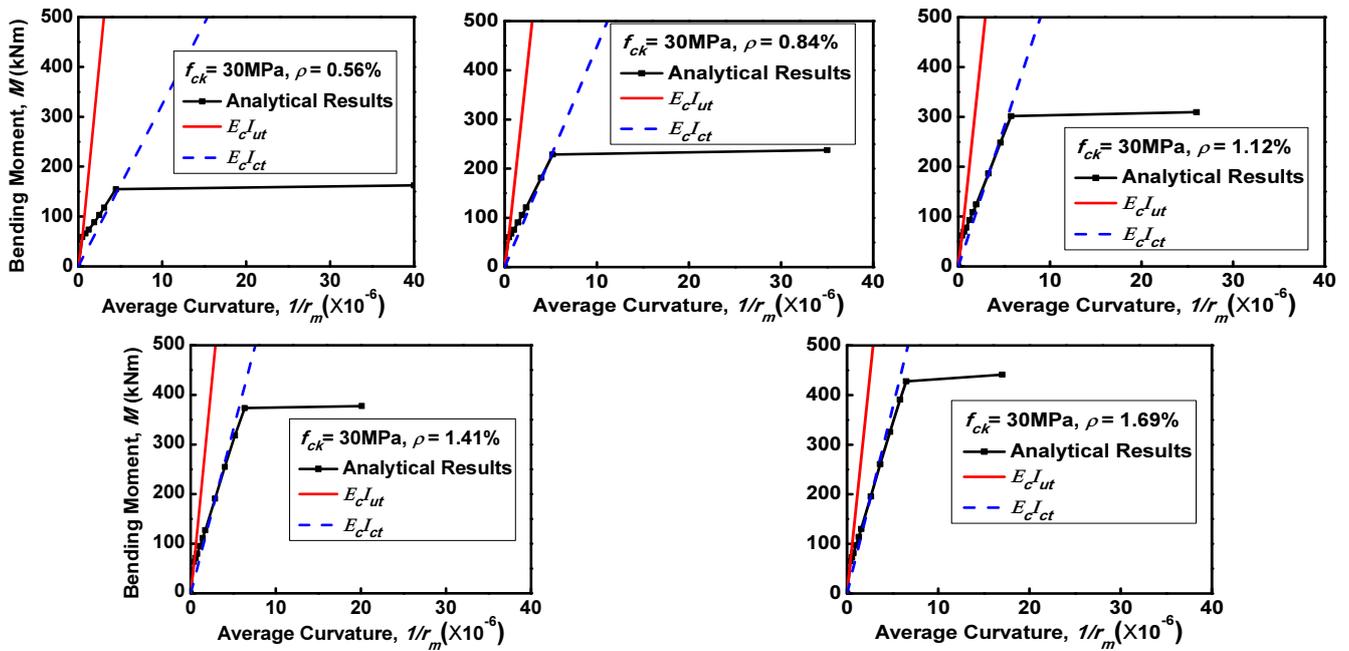


Fig. 11 Bending moment - average curvature according to steel ratio

때의 곡률을 M_y 일 때의 곡률로 나눈 비는 f_{ck} 가 20 MPa에서 40 MPa로 증가함에 따라 1.42에서 3.95로 크게 증가하였다. 이는 콘크리트 강도가 높을수록 철근이 처음 항복할 때의 압축연단의 콘크리트 변형이 작아서 콘크리트가 극한변형률에 도달할 때까지 압축콘크리트와 인장철근의 변형이 커지기 때문이다.

콘크리트 압축강도 f_{ck} 는 30 MPa로 고정하고 철근비는 $\rho = 1.56\% \sim 1.69\%$ 로 변화시킨 경우를 살펴보면 다음과 같다. 철근이 처음 항복할 때까지의 곡률은 대체로 $E_c J_{ct}$ 직선식과 같거나 작게 나타났다. 철근비가 작을수록 철근이 항복할 때의 콘크리트의 응력수준이 낮고 휨강성이 작아져서 $E_c J_{ct}$ 직선식보다 낮은 곡률을 보이고 있고, 철근비가 많을수록 콘크리트의 응력수준이 높고 휨강성이 커져서 곡률이 $E_c J_{ct}$ 와 직선식과 크게 차이가 없이 나타났다.

철근이 처음 항복하여 극한한계상태에 도달할 때까지를

살펴보면 철근비가 $\rho = 0.56\%$ 일 때는 철근이 파단되어 파괴되었고 철근비가 $\rho = 0.84\% \sim 1.69\%$ 인 경우는 콘크리트가 먼저 극한변형률에 도달하여 파괴되었다. 철근비가 작을수록 철근이 항복하는 순간의 곡률은 작아지고 극한한계상태의 곡률은 커지며, M_{uls} 일 때의 곡률을 M_y 일 때의 곡률로 나눈 비는 철근비 ρ 가 1.69%에서 0.56%로 감소함에 따라 2.66에서 11.29로 크게 증가하였다.

4. 유효단면2차모멘트- M/M_{cr} 관계

2장의 단면해석에서 설명한 바와 같이 철근콘크리트 보를 EC-2의 p-r 곡선을 이용한 비선형 해석을 하고, 인장강화 효과를 고려한 평균곡률을 계산하여 유효단면2차모멘트와 M/M_{cr} 와의 관계를 조사하고, Branson 식과 비교한 결과를 Table 3, Fig. 12, 13에 나타내었다. Branson 식은 다음과 같다.

Table 3 Effective inertia moment ratio of $I_{e, anl} / I_{e, eg(23)}$

f_{ck} (MPa), ρ (%)	M/M_{cr}									
	1.12	1.25	1.5	1.75	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0
	$I_{e, anl} / I_{e, eg(23)}$									
20, 1.69	0.95	0.92	0.9	0.89	0.89	0.86	0.83	0.81	0.77	0.74
25, 1.69	0.94	0.92	0.93	0.93	0.93	0.91	0.89	0.87	0.84	0.80
30, 1.69	0.95	0.93	0.94	0.94	0.96	0.96	0.94	0.92	0.89	0.87
35, 1.69	0.92	0.90	0.93	0.96	0.97	1.02	0.97	0.95	0.93	0.93
40, 1.69	0.89	0.88	0.92	0.95	0.98	1.00	0.99	0.98	0.96	
30, 0.56	0.61	0.59	0.65	0.72	0.78	0.90				
30, 0.84	0.73	0.72	0.77	0.82	0.86	0.93				
30, 1.12	0.81	0.81	0.85	0.88	0.91	0.94	0.94	0.92		
30, 1.41	0.89	0.87	0.90	0.93	0.94	0.95	0.94	0.91	0.88	

Table 4 M_y / M_{cr}

f_{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	30				
ρ (%)	1.69					0.56	0.84	1.12	1.41	1.69
M_y / M_{cr}	7.63	7.07	6.56	6.13	5.76	2.63	3.78	4.86	5.87	6.56

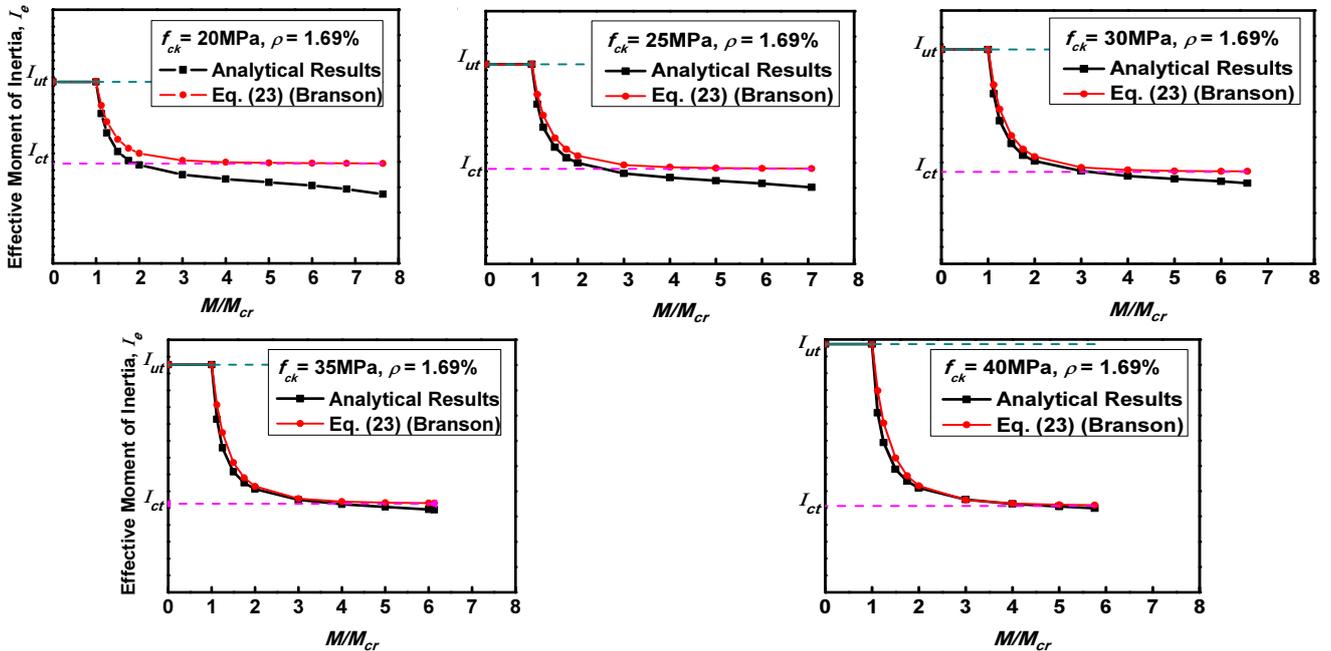


Fig. 12 Effective moment of inertia according to concrete strength

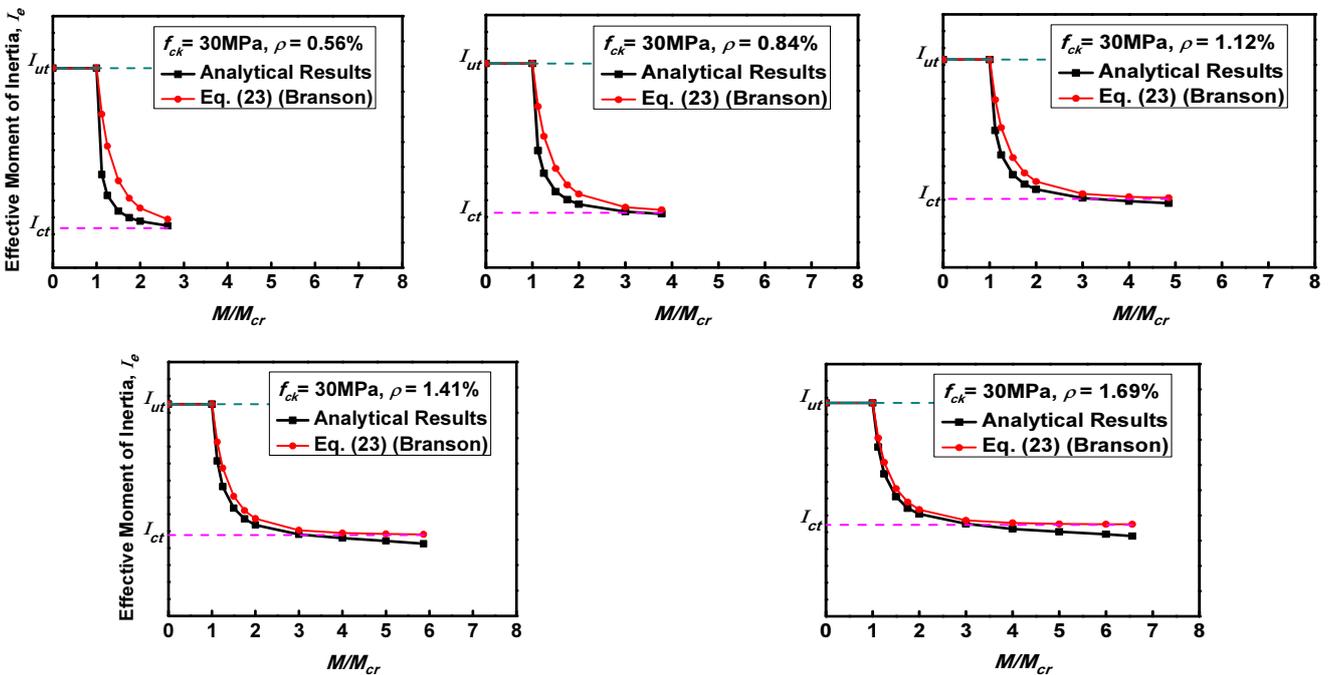


Fig. 13 Effective moment of inertia according to steel ratio

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^3 I_{ut} + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^3\right] I_{ct} \quad (23)$$

그림과 표에서 모멘트 값을 균열모멘트 M_{cr} 의 1.12, 1.25,

1.5, 1.75, 2, 3배 등으로 한 것은 모멘트가 작을 때 유효단면2차모멘트가 급하게 변하므로 이때의 변화를 자세히 살펴보기 위해서이다. 또한 사용성을 검토할 때 철근이 항복한 이후에는 의미가 없으므로 M_y 까지만 나타내었고, Table 3에서

M_y/M_{cr} 을 나타내기가 곤란하여 M_y/M_{cr} 을 Table 4에 별도로 나타내었으며 Table 3의 변수별로 M/M_{cr} 의 최대값은 M_y/M_{cr} 이다.

서론에서 언급했듯이 Branson 방법은 균열모멘트에 대한 모멘트 비 M/M_{cr} 이 2.2에서 4사이이고, 균열 단면2차모멘트에 대한 비균열 단면2차모멘트의 비 I_{ut}/I_d 가 1.3에서 3.5사이일 때에 맞춰진 방법이므로 본 연구에서도 M/M_{cr} 이 2에서 4사이이고, I_{ut}/I_d 가 1.3에서 3.5사이일 때의 해석한 유효단면2차모멘트 $I_{e,anl}$ 과 Branson 방법에 의한 유효단면2차모멘트 $I_{e,eq(23)}$ 을 비교해보았다. Branson 방법에 의한 값에 대한 해석값의 비는 약 94%로 해석값은 Branson 방법과 양호하게 일치하는 것으로 나타났다.

Branson 식을 기준으로 했을 때 전체적으로 유효단면2차모멘트 해석값은 작게 나타났다. 철근비는 $\rho=1.69\%$ 로 고정하고 콘크리트 압축강도 f_{ck} 는 20 MPa~40 MPa로 변화시킨 경우를 살펴보면 다음과 같다. 철근콘크리트 부재의 변동성을 고려하여 Branson 식에 비해 해석값이 10%이상 작게 나타나는 값들을 살펴보면 콘크리트 강도가 낮아지고 응력수준이 높아질수록 유효단면2차모멘트는 작아져서, $f_{ck}=20$ MPa이고 철근이 항복할 때에 해석값이 Branson 식 값의 74%로 작게 나타났다. 이는 3장에서 설명했듯이 콘크리트 강도가 낮을수록 높은 응력수준에서 응력-변형률 곡선이 콘크리트 할선탄성계수를 나타내는 직선식을 초과하는 변형률이 크기 때문이며 이로 인해 콘크리트 강도가 낮고 응력수준이 높을 때 Branson 방법은 유효단면2차모멘트를 과대평가할 우려가 있다고 판단된다.

콘크리트 압축강도 f_{ck} 는 30 MPa로 고정하고 철근비는 $\rho=0.56\% \sim 1.69\%$ 로 변화시킨 경우를 살펴보면 다음과 같다. 철근비가 작아지고 콘크리트의 응력수준이 낮아질수록 유효단면2차모멘트가 작아져서, $\rho=0.56\%$ 일 때는 해석값이 Branson 식 값의 약 60%로 아주 작게 나타났다. 이와 같이

철근비가 작을 때 Branson 방법은 유효단면2차모멘트를 크게 과대평가할 우려가 있다고 판단된다.

실제 사용하중 단계에서 철근의 응력은 140~250 N/mm² 범위에 있게 되며, 사용성 검토할 때 철근의 응력을 계산하는 대신에 철근의 항복강도 f_y 의 2/3를 취할 수 있다고 구조기준에서 규정하고 있다.^{9,10)} 사용성 검토를 하는 실무단계에서 비선형 단면해석으로 유효강성을 찾는 것은 상당히 부담이 될 수 있으므로 본 연구에서는 사용하중 단계 중 대표적인 휨모멘트 M 을 $0.6M_y$ 라고 가정하고, 이때의 유효단면2차모멘트 해석값을 Branson 식 값으로 나눈 비 $I_{e,anl}/I_{e,eq(23)}$ 를 Table 5와 Fig. 14에 나타내어 설계시 참고하도록 하였다.

사용하중 단계의 휨모멘트 M 을 $0.6M_y$ 라고 가정하면, $\rho=1.69\%$ 일 때 콘크리트 강도가 낮아질수록 $I_{e,anl}/I_{e,eq(23)}$ 의 비가 작아져서 $f_{ck}=20$ MPa일 때 해석값이 Branson 식 값의 82%로 작게 나타났다. $f_{ck}=30$ MPa일 때 철근비가 작아질수록 $I_{e,anl}/I_{e,eq(23)}$ 의 비가 작아져서 $\rho=0.56\%$ 일 때 해석값이 Branson 식 값의 66%로 작게 나타났다. 이것은 건물의 슬래브 처럼 철근비가 작은 부재에서 현행 구조기준을 적용하여 처짐을 산정할 때 크게 과소평가할 우려가 있다는 의미가 된다.

5. 결 론

본 연구의 해석 대상인 직사각형 철근콘크리트 보의 폭 $b=250$ mm, 전체깊이 $h=650$ mm, 유효깊이 $d=550$ mm, 철근의 항복강도 $f_y=400$ MPa이고, 해석 시 변수인 콘크리트 압축강도 f_{ck} 는 20 MPa~40 MPa, 철근비 ρ 는 0.56%~1.69%이다. 이와 같은 보를 EC-2의 p-r 곡선에 기반한 해석을 하여 휨모멘트-평균곡률 관계와 유효단면2차모멘트를 조사한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) Branson 방법은 54개의 보 실험 자료를 바탕으로 유도

Table 5 Ratio of $I_{e,anl}/I_{e,eq(23)}$ when $M=0.6M_y$

f_{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	30				
ρ (%)	1.69					0.56	0.84	1.12	1.41	1.69
$I_{e,anl}/I_{e,eq(23)}$	0.82	0.88	0.94	0.99	1.00	0.66	0.87	0.94	0.94	0.94

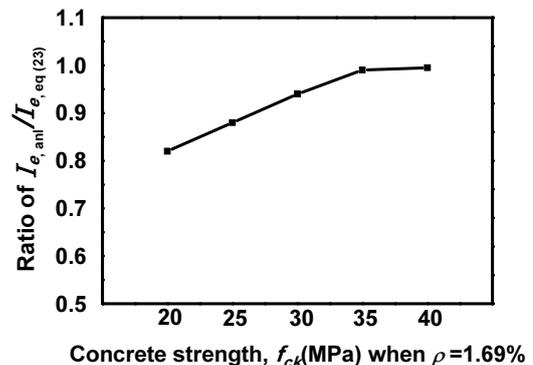
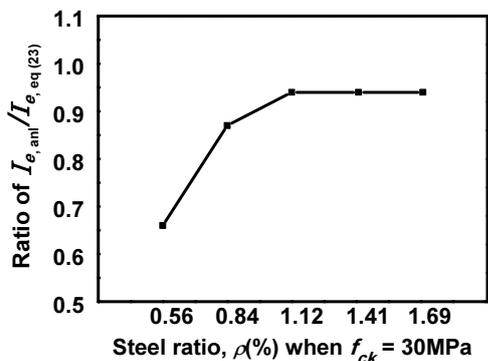


Fig. 14 Ratio of $I_{e,anl}/I_{e,eq(23)}$ when $M=0.6M_y$

된 실험식이고, 이 실험식은 균열모멘트에 대한 모멘트 비 M/M_{cr} 이 2.2에서 4사이이고, 균열 단면2차모멘트에 대한 비균열 단면2차모멘트의 비 I_{ut}/I_{ct} 가 1.3에서 3.5사이의 범위에서 실험 결과와 잘 맞는 식이다. 상기의 범위에서 Branson 방법에 의한 값에 대한 해석값의 비는 약 94%로 양호하게 일치하므로 해석결과의 정확성이 검증되었다고 판단된다.

- 2) 부재의 콘크리트 강도가 낮은 경우일수록, 철근 항복 이전의 높은 응력수준에서 구한 단면2차모멘트는 현행 설계기준으로 산정한 값보다 현저히 낮게 산출되었다. 이것은 현재 사용되고 있는 활선탄성계수에 의해 주로 기인된 것으로서, 콘크리트 강도가 낮고 고정하중이 지배적이어서 사용하중에서 상대적으로 높은 응력이 유발될 수 있는 구조물에서 현행 방법은 처짐을 과소평가할 가능성이 매우 높다는 의미가 된다.
- 3) 부재에 사용된 철근비가 낮은 경우일수록, 비선형 해석한 유효단면2차모멘트는 현행 구조기준으로 산정한 값보다 작았다. 철근비 $\rho = 0.56\%$ 일 때 그 차이는 34% 이상인 것으로 해석되었다. 이것은 건물의 슬래브처럼 철근비가 작은 부재에서 현행 구조기준을 적용하여 처짐을 산정할 때 크게 과소평가할 우려가 있다는 의미가 된다.
- 4) 추후 고강도 콘크리트, 고강도 철근에 대해서, 다양한 단면형상에 대해서 그리고 압축철근이 있는 경우에 대해서도 연구가 필요하다고 사료된다.

감사의 글

이 연구는 2016년도 광주대학교 대학 연구비의 지원을 받아 수행되었음.

References

1. Kim, W., *Limit State Design of Concrete Structures*, Dong Hwa Technology Publishing Co., 2015, pp. 70-71, pp. 73-74, pp. 84-86, pp. 105-107, pp. 121-127.
2. Choi, S. W., and Kim, W., "Deflection Calculation Based on Stress-Strain Curve for Concrete in RC Members", *KSCE Journal*, Vol. 30, No. 4A, 2010, pp. 383-389.
3. European Committee for Standardization, *Eurocode2 (EN1992)-Design of Concrete Structures*, EC Technical Committee CEN/TC 250, 1992, p. 34, 35, 40.
4. Branson, D. E., "Instantaneous and Time-Dependent Deflections of Simple and Continuous Reinforced Concrete Beams," *HPR Report No. 7, Part 1*, Alabama Highway Department, Bureau of Public Roads, 1963(1965), pp. 1-78.
5. Branson, D. E., Discussion of "Proposed Revision of ACI 318-63: Building Code Requirements for Reinforced Concrete" by ACI Committee 318, *ACI Journal, Proceedings* Vol. 67, No. 9, 1970, pp. 692-695.
6. Branson, D. E., "Compression Steel Effect on Long- Time Deflections," *ACI Journal*, Vol. 68, No. 8, 1971, pp. 555-559.
7. Branson, D. E., *Deformation of Concrete Structures*, McGraw Hill, New York, USA, 1977, pp. 113-128.
8. Lee, G.Y., Ha, T.G., and Kim, W., "Modeling of Tension Stiffening Effect Based on Nonlinear Bond Characteristics in Structural Concrete Members", *KCI Journal*, Vol. 19, No. 6, 2007, pp. 745-754.
9. KCI, *Design Standards on Structural Concrete*, Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Kimoondang Publishing Co., 2012, 6.3.3(4).
10. Kim, W., Kim, J.-K., Oh, B.-H., Chung, L., and Choi, W.-C., *Design of Concrete Structures*, Dong Hwa Technology Publishing Co., 2016, p. 251, pp. 257-260.

요 약 본 연구는 EC-2에서 규정된 포물-직사각형 응력-변형률 곡선에 근거하여 비선형 해석을 수행하여 구해진 철근콘크리트 보의 휨모멘트-평균곡률 관계와 유효단면2차모멘트를 보여주고 있다. 검토된 변수는 콘크리트 강도와 철근비이고, 비선형 해석으로 얻어진 휨모멘트-평균곡률 관계와 유효단면2차모멘트를 현행 KCI 기준과 비교하였다. 비교한 결과는 다음과 같다. KCI 기준(Branson 방법)은 원래 M/M_{cr} 은 2.2에서 4까지이고, I_{ut}/I_{cr} 은 1.3에서 3.5까지의 범위의 실험 자료에서 근거하여 유도되었으므로 이 범위 내에서는 비선형 해석으로 얻어진 단면2차모멘트가 Branson 방법으로 구한 값과 잘 일치하였다. 그러나 이 범위 밖에서는 두 결과가 크게 차이가 있음을 발견하였다. 특히, 철근비가 작은 보에서 비선형 해석으로 구한 단면2차모멘트가 KCI 기준(Branson 방법)으로 구한 것보다 크게 작아진다. 이 결과는 건물의 슬래브와 같이 철근비가 작은 부재의 처짐이 현행 설계기준에 따라 계산된 처짐보다 훨씬 더 커진다는 의미가 된다.

핵심용어 : EC-2, 포물선-직사각형 응력-변형률 곡선, 비선형해석, 휨모멘트-평균곡률 관계, 유효단면2차모멘트