

# 철근콘크리트 휨부재의 처짐 간접제어를 위한 한계 지간/깊이-비 연구

## Limit Span/Depth Ratio for Indirect Deflection Control in Reinforced Concrete Flexural Members

최승원\* · 김 우\*\*

Choi, Seung-Won · Kim, Woo

### Abstract

In concrete structural design provisions, two methods are normally provided to control deflection; direct method and indirect method. It is more efficient to use the indirect deflection control by which the span/depth ratio is limited not to exceed an allowable deflection limit. Because actual deflections are affected by many causes, it is complicated to evaluate actual deflections. In this study, limit span/depth ratios are derived from the deflection calculated directly at the serviceability limit state in RC members. The deflection is obtained from using average curvature, which depends on materials model used. The main variables examined are tension stiffening effect, concrete strength, cross section size and compressive steel ratio. It could be appeared that more analytical consistency is secured to use the 2nd order form of tension stiffening effect. And the limit span/depth ratio is dependent on material strength, tensile and compressive steel ratio but it is independent on cross-section size.

**Keywords :** indirect crack control, limit span/depth ratio, tension stiffening effect, materials strength, cross-section size

### 요 지

콘크리트구조설계기준에서는 일반적으로 처짐을 제어하기 위해 직접처짐제어법과 간접처짐제어법을 제시하고 있다. 이 때 처짐/깊이-비는 허용 처짐량을 초과하지 않도록 제한된다는 점에서 간접처짐제어법이 더 효과적이다. 실제 처짐량은 많은 요소에 의해 영향을 받기 때문에 실제 처짐량을 정확하게 산정하는 것은 어렵다. 이 연구에서는 철근콘크리트 부재의 사용한계상태에서 처짐량을 직접 계산함으로써 한계 지간/깊이-비를 산정하였다. 이 때 처짐은 재료 모델로부터 산정된 휨곡률을 통해 산정하였다. 해석의 주요 변수는 인장증강효과 모델, 콘크리트 강도, 단면 크기 및 압축 철근의 유무이다. 해석 결과 2차식 형태의 인장증강효과 모델을 사용함으로써 해석의 일관성을 도모할 수 있는 것으로 나타났다. 또한 한계 지간/깊이-비는 단면 크기와 관계없이 재료 강도와 인장 및 압축 철근비에 따라 변화하는 것으로 나타났다.

**핵심용어 :** 간접처짐제어, 한계 지간/깊이-비, 인장증강효과, 재료 강도, 단면 크기

### 1. 서 론

철근콘크리트 구조물은 사용 기간 중 안전성 뿐만 아니라 사용성 그리고 환경조건을 고려한 내구성을 확보하도록 하고 있다. 이 때 사용성은 균열과 처짐 등을 검토하도록 하고 있다(한국콘크리트학회, 2007). 사용성에 영향을 주는 요인으로는 콘크리트와 철근의 재료 강도 및 탄성계수, 건조수축과 크리프, 철근비, 부재의 기하학적 제원, 부착응력 분포, 하중 단계에 따른 균열 거동과 인장철근의 응력 상태, 콘크리트 유효인장단면적 및 인장증강효과 등과 같이 다양하고 복잡하기 때문에 정밀한 사용성 검토를 수행하기에는 많은 어려움이 따른다. 특히 균열은 콘크리트 재료의 비선형성, 불

연속성, 작용하중 증가에 따른 균열 거동의 차이 및 부재 내부에서 철근 주변으로 존재하는 이차 균열에 의하여 그 크기를 정확하게 예측하기 어려운 복잡하고 불확실한 현상이다(CEB-FIP Model Code, 1999). 또한 구조물이나 부재의 처짐은 원래 기능과 외관에 심각한 영향을 주지 않고 적절한 처짐 한계를 초과하지 않도록 설계된다. 여기서 적절한 처짐 한계값이란 구조물의 특성, 마무리, 부대시설, 고정 장치 및 기능에 따라 달라지는 값이다.

콘크리트구조설계기준(한국콘크리트학회, 2007)에서는 휨부재의 처짐 산정을 위해 많은 실험과 경험을 통해 얻어진 모델을 사용하고 있다. 즉, Branson(Branson, 1965)의 유효단면 2차모멘트 ( $I_e$ )를 사용한 단면 강성을 이용하여 탄성 휨곡

\*정회원 · (사)한국콘크리트학회 콘크리트공학연구소 선임연구원 · 공학박사 (E-mail : csw2001@snu.ac.kr)  
\*\*정회원 · 교신저자 · 전남대학교 토목공학과 교수 · 공학박사 (E-mail : wkim@chonnam.ac.kr)

를 ( $M_d/EI_e$ )을 산정하여 직접 처짐을 산정하고 이를 허용 한계값과 비교하여 검증하도록 하고 있다.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad (1)$$

여기서  $I_g$ 는 전단면2차모멘트,  $I_{cr}$ 은 균열단면2차모멘트,  $M_a$ 는 작용 휨모멘트,  $M_{cr}$ 은 균열 모멘트를 나타낸다. 뿐만 아니라 이러한 방식으로 처짐을 직접 계산하지 않는 경우에 대해 부재 지간 ( $l$ )에 대한 비로써 최소 두께 ( $h$ )를 제시하여 복잡한 처짐 계산의 과정을 거치지 않더라도 구조물의 처짐에 대한 안전성을 검토할 수 있도록 하고 있다. 이 때 최소 두께는 간단한 표현식으로써 근사적인 값이지만 전형적인 철근비 및 철근 항복강도 ( $f_y$ ) 값인 300 MPa~500 MPa 사이의 철근을 사용했을 경우 안전측이 된다.

반면 유로코드 2 (EC2, 2002)에서는 균열의 영향을 고려하기 위하여 평균부착응력 개념에 근거한 평균변형률에 의한 휨곡률 분포로부터 처짐을 직접 계산하고 있다. 이 때 평균 휨곡률 ( $1/r$ )<sub>e</sub>은 다음 식 (2)와 같이 산정한다.

$$(1/r)_e = \zeta(1/r)_{II} + (1-\zeta)(1/r)_I \quad (2)$$

여기서  $(1/r)_I$ ,  $(1/r)_{II}$ 는 각각 비균열단면과 균열단면의 휨곡률이다.  $\zeta$ 는 분포계수로서 다음 식 (3)과 같고, 비균열 단면에서 0이다.

$$\zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{f_{scr}}{f_{so}}\right)^2 \quad (3)$$

여기서  $\beta_1$ 은 철근 형태를 반영한 계수로서 이형철근일 경우 1.0, 원형철근일 경우 0.5이다.  $\beta_2$ 는 하중 형태를 반영한 계수로서 단기 하중일 경우 1.0, 장기 반복하중일 경우 0.5이다. 그리고  $f_{so}$ 와  $f_{scr}$ 는 각각 균열면의 철근 응력과 인장균열 발생 직후의 철근 응력을 나타낸다. EC2에서는 직접 처짐 계산을 생략하는 경우 식 (4)와 같이 한계 지간/깊이비 ( $l/d$ )를 제시하여 이러한 한계 지간/깊이비 보다 작게 부재를 설계했을 경우 처짐 한계값을 초과하지 않는다고 간주하고 있다.

$$\frac{l}{d} = k \left[ 11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho} + 3.2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_o}{\rho} - 1\right)^{3/2} \right] \text{ if } \rho \leq \rho_o \quad (4-a)$$

$$\frac{l}{d} = k \left[ 11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_o}} \right] \text{ if } \rho > \rho_o \quad (4-b)$$

이 때  $k$ 는 부재의 지지조건을 반영하는 계수,  $\rho_o$ 는 기준 철근비로서  $\sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$ 이다.  $\rho$ 는 지간 중앙의 휨모멘트를 지지하는데 필요한 인장 철근비,  $\rho'$ 은 지간 중앙의 휨모멘트를 지지하는데 필요한 압축 철근비,  $f_{ck}$ 는 콘크리트 기준압축강도 (MPa)이다. 위 식 (4)는 사용하중 단계에서 균열 단면으로 계산한 부재 중앙 단면의 철근 인장응력이 310 MPa라고 가정하여 유도된 것이므로, 만약 철근 인장응력 수준이 이 가정과 다른 값이라면 위 식으로 얻은 값에  $310/f_{so}$ 를 곱해 보정한다.

이상과 같이 콘크리트구조설계기준과 EC2에서는 모두 직접처짐검증법 외에 간접처짐제어법을 제시하고 있다. 이 때 콘크리트구조설계기준에서는 단순히 지간에 대한 항으로 표현된 경험식인데 반해 EC2는 철근비 및 콘크리트와 철근 강도 등 사용 재료에 의한 영향도 반영할 수 있어 보다 합

리직임을 알 수 있다. 또한 이러한 지간/깊이비를 제한하는 간접처짐제어법은 실제 처짐량이 재료의 성질, 환경 조건, 하중이력, 반침점 구속 상태 및 지반 조건에 포함된 불확실성에 따라 달라지므로 계산된 처짐량과 다를 수 있다는 점에서 더 효과적인 설계가 될 것이다(김우 외, 2007). 특히 EC2의 지간/깊이비를 제한하는 간접처짐제어법은 직접 처짐 계산을 통해 산정된 값으로써 역학적인 기반을 가지고 있지만 콘크리트구조설계기준에서 제시한 최소 두께는 경험적인 값이므로 최소 두께를 만족할 때 동시에 직접 처짐에 의한 값이 허용 처짐량을 만족하지 못할 수 있다는 문제점을 가지고 있다.

따라서 이 연구에서는 휨부재에 대하여 EC2에서 제시한 한계 지간/깊이비를 직접 처짐 계산을 통해 계산하여 간접 처짐제어의 역학적 근거를 파악하고자 하였다. 이를 위해 인장증강효과 모델, 콘크리트 강도, 단면 크기 및 압축 철근의 유무에 의한 한계 지간/깊이비를 산정하고 이를 EC2에서 제시한 식과 비교하였다.

## 2. 직접 처짐 계산을 통한 한계 지간/깊이비의 산정

휨부재의 단면 해석을 위해 압축 영역 콘크리트의 응력-변형률 및 철근 변형률-응력 관계는 EC2에서 제시한 포물-사각형 곡선(parabola-rectangular stress-strain curve : p-r 곡선)과 탄소성 형태의 직선 관계를 사용하였다(Euro-Design Handbook, 1994). 주어진 재료 모델을 바탕으로 단면의 휨모멘트-곡률을 산정하고 계산된 휨곡률을 바탕으로 처짐을 산정한다(최승원 등, 2010). 이 때 균열 사이에서 철근 변형률의 감소를 나타내는 인장증강효과(tension stiffening effect)를 고려하여 휨곡률을 계산하였다.

Fig. 1은 EC2와 CEB-FIP Model Code 1990(MC90, 1999)에서 사용하고 있는 인장증강효과 모델을 나타낸 것이다. MC90에서는 Fig. 1의 가는 점선으로 표현된 것과 같이 1차식 형태의 식 (5)의 평균 변형률 관계로 인장증강효과를 나타내고 있다. 반면에 EC2에서는 실선으로 표현된 2차식 형태의 식 (6)과 같이 인장증강효과를 정의하고 있다.

$$\text{MC90 (1차식)} : \varepsilon_{sm} = \frac{f_{so}}{E_s} \left(1 - \beta_1 \frac{f_{cim}}{f_{so} \rho_e}\right) \quad (5)$$

$$\text{EC2 (2차식)} : \varepsilon_{sm} = \frac{f_{so}}{E_s} \left(1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{f_{scr}}{f_{so}}\right)^2\right) \quad (6)$$

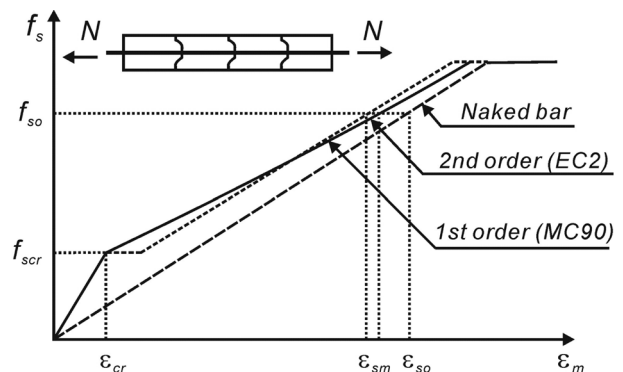


Fig. 1 Tension stiffening effect

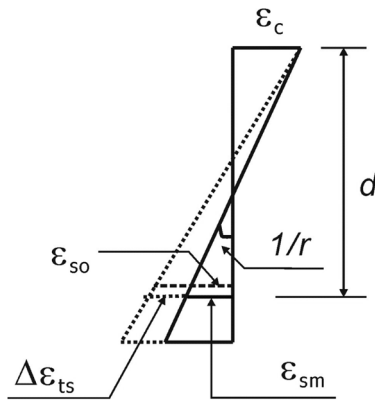


Fig. 2 Correction of strain distribution for the effect of tension stiffening

여기서  $\epsilon_{sm}$ 은 철근의 평균 변형률,  $E_s$ 는 철근의 탄성계수이다.  $\beta_f$ 는 하중 형태를 반영한 계수로써 단기 하중일 경우 0.6, 장기 하중일 경우 0.4이다.  $f_{cm}$ 은 콘크리트의 평균인장 강도로 다음 식 (7)과 같으며,  $\rho_c$ 는 유효철근비로써 식 (8)과 같이 유효인장면적에 대한 인장 철근량 ( $A_s$ )의 비로 표현된다.

$$f_{cm} = 0.3(f_{ck})^{2/3} \quad (7)$$

$$\rho_c = \frac{A_s}{2.5(h-d) \cdot b} \quad (8)$$

이 때  $f_{cm}$ 은 콘크리트 평균압축강도로써 압축강도 40 MPa 미만일 경우  $f_{ck}+4$ 이다.  $f_{ck}$ 는 콘크리트 기준압축강도,  $h$ 는 단면 깊이,  $d$ 는 유효 깊이 그리고  $b$ 는 단면 폭이다.

인장증강효과가 반영된 단면의 휨곡률 ( $1/r$ )은 Fig. 2의 변형률 분포를 통해 다음 식 (9)와 같이 산정되고, 산정된 휨곡률로부터 앞선 식 (2)와 같이 평균 휨곡률을 산정하여 다음 식 (10)과 같이 처짐 ( $\Delta$ )을 산정할 수 있다.

$$\frac{1}{r} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_{sm}}{d} \quad (9)$$

$$\Delta = k \cdot l^2 \cdot (1/r)_e \quad (10)$$

여기서  $\epsilon_c$ 는 압축 연단의 콘크리트 변형률이고,  $k$ 는 하중과 지지 조건에 따른 휨모멘트도의 형태에 관계되는 계수, 그리고  $l$ 은 지간 길이이다.

EC2에서는 부재에 작용하는 지속하중에 의한 처짐을 받침점 사이의 지간 ( $l_{ef}$ )의 1/250 이하로 제한하고 있다. 즉, 휨곡률을 통해 계산된 처짐 ( $\Delta_{cal}$ )이 한계 처짐 ( $\Delta_{lim}$ ) 이하 즉,  $\Delta_{cal} \leq l_{ef}/250$  이 되도록 제한하고 있으며, 사용한계상태에서 철근 응력은 310 MPa으로 제시하고 있다. 콘크리트구조설계기준에서는 사용하중단계에서 철근의 응력을  $2/3f_y$ 으로 규정하고 있는데 철근의 항복강도가 400 MPa인 경우 약 270 MPa, 그리고 항복강도가 500 MPa일 경우 약 330 MPa로써 EC2의 값과 유사한 값을 갖는다. 따라서 이 연구에서는 한계 처짐에 도달할 때 철근 응력이  $2/3f_y$  즉, 270, 330 MPa이 되도록 하였다. 결국 인장증강효과를 고려하여 계산된 처짐이  $l_{ef}/250$ 이고, 이 때 철근 응력이 270, 330 MPa에 도달하도록 철근량 ( $A_s$ )을 변화시키면서 한계 지간/깊이-비를 산정하였다. Fig. 3은 이러한 한계 지간/깊이-비를 산정하기 위한 순서도를 나타낸 것이다.

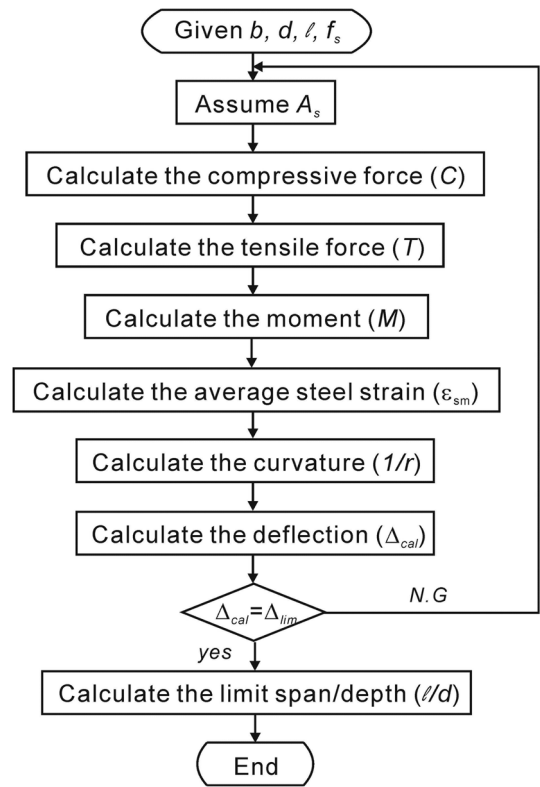


Fig. 3 Flow chart for limit span/depth calculation

### 3. 해석 대상 및 해석 결과

#### 3.1 해석 대상 단면 및 해석 변수

Fig. 3에서 제시한 한계 지간/깊이-비 계산 절차에 따라 Fig. 4와 같이 분포하중을 받는 직사각형 단면을 갖는 단순보의 한계 지간/깊이-비를 산정하였다. 해석 단면은 100×450 mm(폭×깊이), 유효 깊이는 400 mm이다. 단면크기에 따른 차이를 살펴보기 위하여 150×550 mm(폭×깊이), 유효 깊이 500 mm인 단면에 대해 비교 검토하였다. 처짐을 산정하기 위해 필요한 휨곡률 계산에는 평균변형률의 산정이 필수적이다. 따라서 앞선 2절에서와 같이 평균변형률은 각각

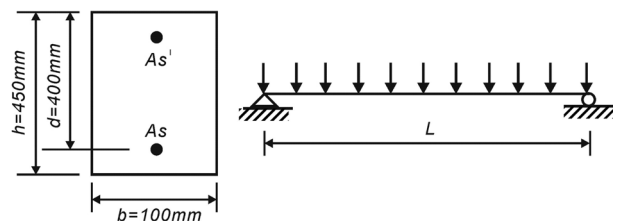


Fig. 4 Section properties of the beam investigated

Table 2. Analysis variables examined

Variables	
Tension Stiffening Effect	1st and 2nd order
$b \times h \times d$ [mm]	100×450×400 and 150×550×500
$f_{ck}$ [MPa]	21, 27, 35, 40 and 80
$f_y$ [MPa]	400 and 500
$f_s$ [MPa]	270 and 330
$\rho$ [%]	0 and 0.25

MC90과 EC2에서 제시하는 1차식 및 2차식 형태의 인장증강효과 모델을 적용하였다. 콘크리트 기준압축강도는 21, 27, 35, 40, 80 MPa로 설정하였고, 철근 항복강도는 400 MPa와 500 MPa 이다. 이 때 사용하중 단계에서 철근의 인장응력은 각각 270 MPa와 330 MPa 이다. 또한 압축 철근비 ( $\rho$ )를 0, 0.25%로 설정하여 압축 철근비에 따른 한계 지간/깊이-비의 영향을 검토하였다. Table 2는 해석에 사용된 주요 해석 변수를 나타낸다.

### 3.2 한계 지간/깊이-비 해석 결과

Table 3은 한계 지간/깊이-비의 해석 결과를 나타낸다. Fig. 5는 콘크리트 기준압축강도가 27 MPa와 40 MPa 일 때 인장증강효과 모델에 따른 한계 지간/깊이-비 해석 결과를 나타낸다. 이 때 철근의 사용하중 단계에서의 인장응력은 330 MPa이다. EC2의 2차식 형태 인장증강효과 모델을 사용할 경우 한계 지간/깊이-비는 1차식 형태의 모델(MC90)을 사용한 값에 대해 약 79~99% 수준으로 평가되었다. 따라서 2차식 형태의 인장증강효과 모델을 사용할 경우 작은 지간 길이와 큰 단면 크기를 허용하여 보수적인 값을 보였다.

이는 두 가지 형태의 인장증강효과 모델을 사용하여 직접 처짐을 계산할 경우 2차식 형태의 인장증강효과 모델을 이용한 경우의 처짐이 더 크게 산정(최승원 등, 2010)되는 것과 동일한 결과를 보이는 것으로 나타났다. 즉, 동일 하중이

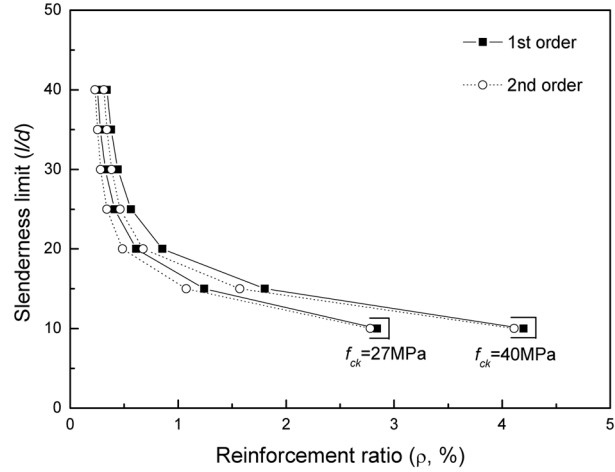


Fig. 5 Slenderness limit calculated as a function of tension stiffening effect

작용할 경우 2차식 형태의 인장증강효과 모델을 사용할 때 처짐이 증가하므로 이로부터 유도되는 한계 지간/깊이-비는 작게 산정되었다. 그러나 한계 지간/깊이-비가 100인 경우에는 위의 결과와 반대로 2차식 형태의 인장증강효과를 사용한 값이 약 2% 크게 측정되었다. 이는 Fig. 1의 인장증강효과 모델 개념도에서와 같이 동일 하중 단계일지라도 인장증강효과 모델에 따라 평균변형률 크기에 차이가 발생함을 알 수 있다. Table 4의 철근 평균변형률 ( $\epsilon_{sm}$ )과 휨곡률 ( $1/l$ )

Table 3. Slenderness limit calculated according to the tension stiffening effect

l/d	Required reinforcement ratio [ $\rho$ , %]														
	$f_s=270$ MPa														
	$f_{ck}=21$ MPa			$f_{ck}=27$ MPa			$f_{ck}=35$ MPa			$f_{ck}=40$ MPa			$f_{ck}=80$ MPa		
	1st order	2nd order	2nd/1st order	1st order	2nd order	2nd/1st order	1st order	2nd order	2nd/1st order	1st order	2nd order	2nd/1st order	1st order	2nd order	2nd/1st order
100	0.183	0.184	1.01	0.211	0.214	1.01	0.246	0.248	1.01	0.279	0.282	1.01	0.408	0.416	1.02
50	0.254	0.237	0.93	0.295	0.276	0.94	0.346	0.324	0.94	0.397	0.369	0.93	0.604	0.561	0.93
40	0.299	0.270	0.90	0.351	0.315	0.90	0.415	0.371	0.89	0.475	0.425	0.89	0.737	0.653	0.89
35	0.340	0.299	0.88	0.401	0.348	0.87	0.476	0.414	0.87	0.546	0.474	0.87	0.860	0.733	0.85
30	0.410	0.347	0.85	0.487	0.408	0.84	0.585	0.487	0.83	0.670	0.558	0.83	1.080	0.880	0.81
25	0.547	0.448	0.82	0.660	0.535	0.81	0.802	0.645	0.80	0.920	0.740	0.80	1.558	1.218	0.78
20	0.873	0.728	0.83	1.083	0.898	0.83	1.353	1.123	0.83	1.550	1.285	0.83	2.839	2.357	0.83
15	1.695	1.575	0.93	2.152	2.010	0.93	2.763	2.590	0.94	3.157	2.960	0.94	6.170	5.853	0.95
10	3.193	3.152	0.99	4.098	4.050	0.99	5.303	5.248	0.99	6.063	5.998	0.99	12.08	11.98	0.99
l/d	$f_s=330$ MPa														
	$f_{ck}=21$ MPa			$f_{ck}=27$ MPa			$f_{ck}=35$ MPa			$f_{ck}=40$ MPa			$f_{ck}=80$ MPa		
	1st order	2nd order	2nd/1st order	1st order	2nd order	2nd/1st order	1st order	2nd order	2nd/1st order	1st order	2nd order	2nd/1st order	1st order	2nd order	2nd/1st order
100	0.145	0.146	1.01	0.166	0.169	1.02	0.194	0.196	1.01	0.220	0.224	1.02	0.323	0.331	1.02
50	0.189	0.181	0.96	0.219	0.208	0.95	0.258	0.245	0.95	0.294	0.281	0.96	0.446	0.423	0.95
40	0.216	0.199	0.92	0.252	0.231	0.92	0.298	0.273	0.92	0.340	0.313	0.92	0.520	0.475	0.91
35	0.24	0.215	0.90	0.280	0.253	0.90	0.332	0.295	0.89	0.379	0.339	0.89	0.585	0.519	0.89
30	0.278	0.242	0.87	0.325	0.282	0.87	0.385	0.332	0.86	0.441	0.382	0.87	0.693	0.599	0.86
25	0.345	0.287	0.83	0.410	0.340	0.83	0.49	0.402	0.82	0.563	0.462	0.82	0.905	0.728	0.80
20	0.505	0.405	0.80	0.610	0.485	0.80	0.747	0.588	0.79	0.855	0.675	0.79	1.468	1.127	0.77
15	0.990	0.855	0.86	1.242	1.075	0.87	1.575	1.372	0.87	1.803	1.570	0.87	3.417	3.022	0.88
10	2.218	2.165	0.98	2.842	2.780	0.98	3.672	3.598	0.98	4.197	4.112	0.98	8.338	8.203	0.98

Table 4. Flexural curvature and average steel strain calculated

$l/d$	Average steel strain [ $\epsilon_{sm}$ ]			Flexural curvature [ $1/r, \times 1000$ ]		
	1st order	2nd order	2nd/1st order	1st order	2nd order	2nd/1st order
100	0.00054	0.00051	0.94	0.0021	0.0020	0.95
50	0.00082	0.00090	1.10	0.0029	0.0031	1.06
40	0.00092	0.00103	1.12	0.0033	0.0035	1.06
35	0.00099	0.00112	1.12	0.0035	0.0038	1.09
30	0.00108	0.00123	1.14	0.0039	0.0041	1.05
25	0.00120	0.00136	1.13	0.0043	0.0046	1.07
20	0.00135	0.00150	1.11	0.0051	0.0052	1.02
15	0.00150	0.00162	1.08	0.0064	0.0065	1.01
10	0.00158	0.00164	1.04	0.0096	0.0096	1.00

$\epsilon_{s0}$  = at serviceability state

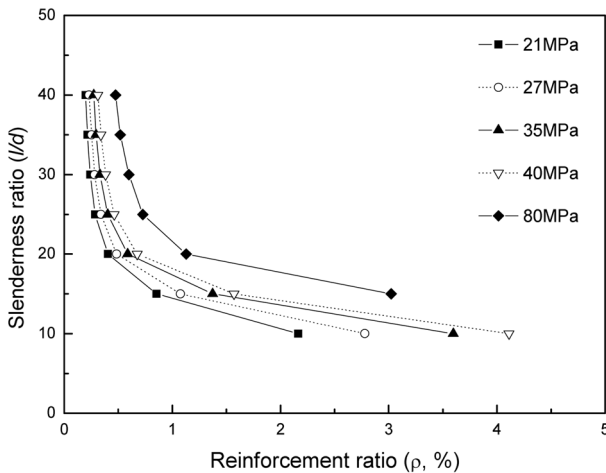


Fig. 6 Slenderness limit calculated as a function of concrete strength

$r$ )의 관계에서와 같이 한계 지간/깊이비가 100인 경우 2차식 형태 모델에 의한 평균변형률은 1차식 형태 모델에 의한 값에 비해 작다. 따라서 2차식 형태 인장증강효과 모델에 의한 휨곡률이 작게 산정되고 결국 한계 지간/깊이비가 크게 산정되었다. 그러나 한계 지간/깊이비가 감소함에 따라 점차 평균변형률이 증가하여 사용하중 단계의 철근 변형률 0.00165( $f_s=330$  MPa)에 근접하였고, Table 4와 같이 2차식 형태의 모델에 의한 평균변형률 및 휨곡률의 증가 비율이 점차 감소하면서 한계 지간/깊이비에 대한 소요 철근비가 일관되게 증가하는 양상을 보이는 것으로 나타났다.

Fig. 6은 콘크리트 기준압축강도에 따른 한계 지간/깊이비를 나타낸다. 이 때 평균변형률은 2차식 형태의 인장증강효과 모델을 사용하였고, 철근의 응력은 330 MPa이다. Fig. 6에서와 같이 콘크리트 기준압축강도가 증가함에 따라 한계 지간/깊이비는 증가하였다. 즉, 동일한 철근량과 재료 물성 값을 갖는 경우에 콘크리트 강도가 증가함에 따라 한계 처짐은 크게 산정되고 동일한 한계 처짐에 저항하기 위해 필요한 단면 크기를 감소시키거나 지간을 증가시킬 수 있다. 그러나 한계 지간/깊이비가 5 이하인 경우에는 실제 한계 처짐을 만족할 때 압축측 콘크리트 변형률이 콘크리트 극한 변형률을 초과하는 것으로 나타났다.

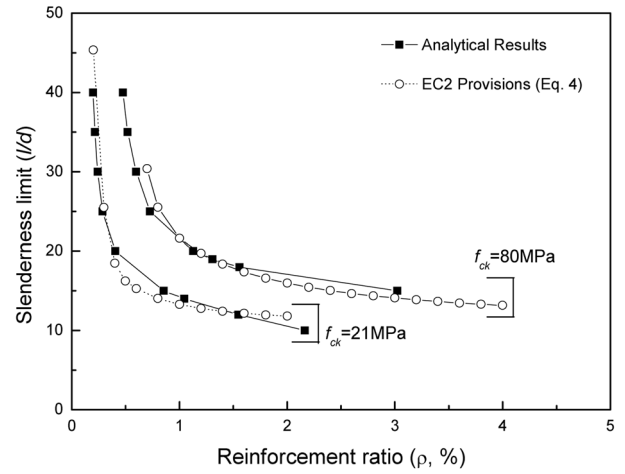


Fig. 7 Comparison of slenderness limit

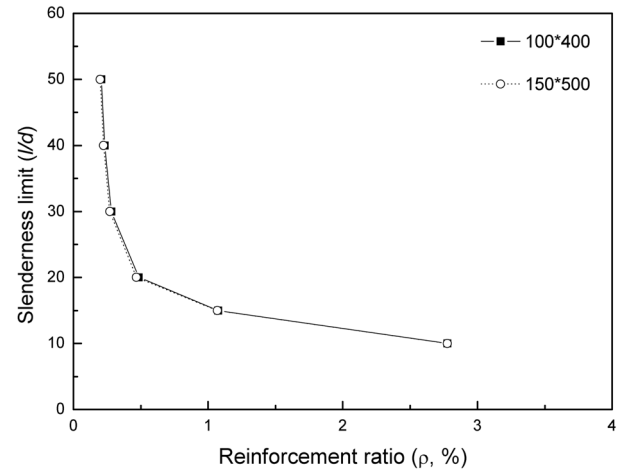


Fig. 8 Slenderness limit calculated as a function of cross-section properties

Table 5. Slenderness limit calculated according to the cross-section properties

$l/d$	Required reinforcement ratio [ $\rho$ , %]		
	Cross-section properties [ $b \times d$ , mm]		
	①	②	③
	100×400	150×500	①/②
50	0.208	0.200	1.04
40	0.231	0.223	1.04
35	0.253	0.241	1.04
30	0.282	0.271	1.04
25	0.340	0.326	1.04
20	0.485	0.469	1.03
15	1.075	1.068	1.01
10	2.780	2.776	1.00

Fig. 7은 콘크리트 기준압축강도가 21 MPa와 80 MPa인 경우에 대한 해석 결과와 식 (4)의 EC2 기준식을 이용한 한계 지간/깊이비의 값을 나타낸 것이다. 그림에서와 같이 EC2 기준식을 사용한 값과 직접 처짐 계산을 통해 한계 지간/깊이비를 산정한 값에는 큰 차이가 발생하지 않았다. 이는 설계시 간편하게 식 (4)와 같은 기준식을 사용하여 처짐에 대한 제어를 할 수 있고, 이러한 처짐 제어 역시 휨곡률

을 통한 직접 처짐 계산을 통해 유도되었음을 의미한다.

Fig. 8과 Table 5는 단면 제원에 따른 한계 지간/깊이비를 나타낸다. 이 때 2차식의 인장증강효과 모델을 사용하였고, 콘크리트 기준압축강도는 27 MPa, 철근 응력은 330 MPa이다. 그림에서와 같이 단면 크기에 따른 한계 지간/깊이비의 오차는 약 5% 이하로 매우 작았다. 따라서 단면 크기에 관계없이 철근비와 재료 물성값이 제시될 경우 설계 시 처짐의 개략적인 검증이 가능하고, 또한 사용중인 부재에 대해서도 EC2 제시식과 같이 단순화된 식을 통해 처짐에 대한 검증이 가능한 것으로 나타났다.

Table 6과 Fig. 9는 사용하중단계에서 철근 응력에 따른 한계 지간/깊이비를 나타낸다. 이 때 콘크리트 기준압축강도는 27 MPa, 2차식의 인장증강효과 모델을 사용하였다. 그림에서와 같이 사용된 철근의 강도가 증가함에 따라 휨곡률이 감소하고 이로 인해 한계 처짐량이 감소하여 한계 지간/깊이비는 증가하였다. 즉, 철근 강도가 증가함에 따라 휨곡률이 감소하여 처짐량이 감소하며 동일한 한계 지간/깊이비를 만족하기 위해 철근비는 감소하였다. 이는 고강도 철근을 사용함에 따라 동일한 한계 처짐량을 만족시키는 철근량이 감소되어 효율적이라는 의미를 갖는다.

Table 7은 재료 강도 즉, 콘크리트와 철근의 강도에 따른 한계 지간/깊이비의 증감율을 나타낸다. 철근 인장응력이 270 MPa에서 330 MPa로 약 22% 증가될 때 이와 유사한

Table 6. Slenderness limit calculated for the steel stress

l/d	Required reinforcement ratio [ $\rho$ , %]		
	Steel stress [ $f_s$ , MPa]		
	①	②	③
	270	330	①/②
50	0.276	0.208	0.75
40	0.315	0.231	0.73
35	0.348	0.253	0.73
30	0.408	0.282	0.69
25	0.535	0.340	0.64
20	0.898	0.485	0.54
15	2.010	1.075	0.53
10	4.050	2.780	0.69

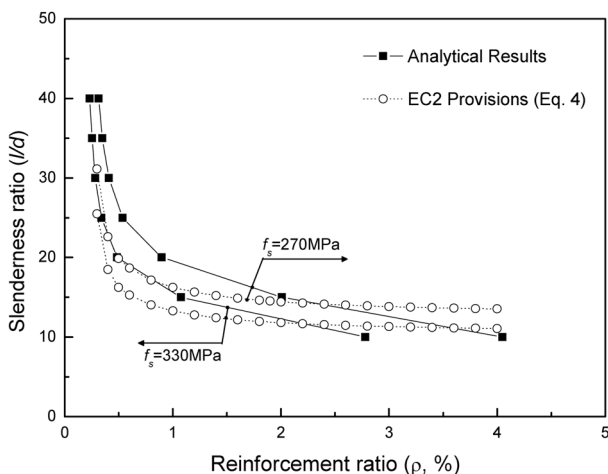


Fig. 9 Slenderness limit calculated as a function of steel stress

콘크리트 강도의 증가율(27 MPa→35 MPa)에서 각 재료 강도의 처짐 증감율에 대한 기여도를 살펴보았다. 콘크리트 강도의 증가는 한계 지간/깊이비를 약 15~30% 증가시켰다. 그러나 철근 인장응력의 증가는 한계 지간/깊이비를 약 21~50% 감소시켜 콘크리트 강도에 비해 철근 인장응력에 의한 영향이 더 큰 것으로 나타났다.

Table 8과 Fig. 10은 압축 철근량에 따른 한계 지간/깊이-

Table 7. Slenderness limit calculated for the material properties

l/d	Required reinforcement ratio [ $\rho$ , %]					
	Concrete strength [ $f_{ck}$ , MPa]			Steel stress [ $f_s$ , MPa]		
	①	②	③	①	②	③
	27	35	②/①	270	330	②/①
50	0.208	0.245	1.18	0.276	0.208	0.75
40	0.231	0.273	1.18	0.315	0.231	0.73
35	0.253	0.295	1.17	0.348	0.253	0.73
30	0.282	0.332	1.18	0.408	0.282	0.69
25	0.340	0.402	1.15	0.535	0.340	0.64
20	0.485	0.588	1.21	0.898	0.485	0.54
15	1.075	1.372	1.28	2.010	1.075	0.53
10	2.780	3.598	1.29	4.050	2.78	0.69

Table 8. Slenderness limit calculated for the compressive steel ratio

l/d	Required reinforcement ratio [ $\rho$ , %]		
	Compressive steel ratio [ $\rho'$ , %]		
	①	②	③
	0	0.25	②/①
50	0.208	0.210	1.01
40	0.231	0.233	1.01
35	0.253	0.254	1.00
30	0.282	0.284	1.01
25	0.340	0.345	1.01
20	0.485	0.502	1.04
15	1.075	1.160	1.08
10	2.780	3.036	1.09

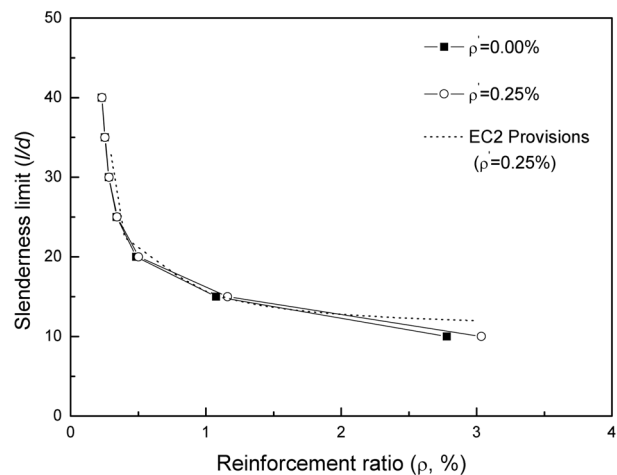


Fig. 10 Slenderness limit calculated as a function of compressive steel ratio

비의 변화를 나타낸다. 콘크리트 기준압축강도 27 MPa, 철근 응력 330 MPa, 2차식 형태의 인장증강효과 모델에 따른 결과를 나타낸다. 압축 철근비 ( $\rho'$ )가 0.25%로 증가함에 따라 인장 철근비는 약 1~9% 증가하였고, 동일한 인장 철근비에 대해 압축 철근이 배치된 경우 한계 지간/깊이비는 증가하여 단면 크기를 감소시키거나 지간 길이를 증가시킬 수 있음을 보였다. 즉, 압축 철근이 배치된 단면일 경우 압축 철근이 없는 경우에 비해 단면 크기가 작더라도 한계 처짐을 초과하지 않음을 의미한다.

#### 4. 결 론

이 연구에서는 한계상태설계법에 근간을 둔 EC2에 의한 휨부재의 처짐 검증 방법 중 한계 지간/깊이비를 통한 검증에 대해 분석하고 이에 영향을 주는 인자에 대해 검토하였다. 이를 통해 한계 지간/깊이비를 이용하는 방법은 재료 모델, 평형방정식 및 변형적합조건을 통해 실제로 구해지는 처짐량으로부터 유도되었음을 보였고, 각 인자들의 영향을 분석하였다. 이 연구의 해석 결과를 토대로 한 연구 내용을 요약하면 다음과 같다.

1. 콘크리트 압축응력 모델로써 포물선과 직선의 조합 형태인 p-r곡선을 적용하였고, 철근은 탄소성 형태의 응력-변형률 관계를 사용하였다. 이러한 재료모델을 통한 직접 처짐 계산을 통해 한계 지간/깊이비를 산정할 수 있다.
2. 동일한 철근비에 대해 2차식 인장증강효과 모델 (EC2)을 사용한 한계 지간/깊이비는 1차식 인장증강효과 모델 (MC90)을 사용한 경우에 대해 약 79~99% 수준으로 나타나 보수적인 것으로 나타났다. 또한 2차식 형태의 인장증강효과와 분포계수를 적용함으로써 EC2에 의한 직접 처짐 계산과의 일관성도 확보할 수 있을 것으로 판단된다.
3. 콘크리트 기준압축강도가 증가함에 따라 동일한 철근비에 대한 한계 지간/깊이비는 증가하였다. 따라서 재료 및 단면의 효율성이 증가하였다.
4. 철근 응력이 증가함에 따라 동일한 철근비에 대한 한계 지간/깊이비는 감소하였다. 이는 철근 강도가 증가함에 따라 처짐량이 감소하며, 동일한 한계 지간/깊이비를 만족하기 위한 철근비는 감소함을 의미한다. 특히, 철근 응력의 증가는 콘크리트 강도의 증가에 비해 한계 지간/깊이비에 미치는 영향이 큰 것으로 나타났다.
5. 단면 크기가 증가함에 따라 한계 지간/깊이비는 약 5% 증가하여 한계 지간/깊이비에 대한 단면 크기의 영향은

매우 작은 것으로 나타났다.

6. 압축 철근비가 증가함에 따라 동일한 한계 지간/깊이비를 유지하기 위한 인장 철근량을 감소할 수 있는 것으로 나타났다. 즉, 압축 철근이 배치됨으로써 처짐량을 작게 유지할 수 있고, 단면의 효율성이 높아지는 것으로 나타났다.
7. 콘크리트구조설계기준의 직접처짐검증법 및 간접처짐제어법은 각각 경험적인 값으로 두 방법 중 한 가지를 만족시킬 때 다른 방법에 의한 검증이 만족하지 않을 수 있으나, EC2에 의한 간접처짐제어법은 재료 모델을 통한 직접 처짐 계산을 통해 산정되므로 해석 및 검증의 일관성을 확보할 수 있을 것으로 판단된다.

#### 감사의 글

이 연구는 국토해양부 지원 사업인 성능중심의 콘크리트구조설계기준 개발 과제에 의해 수행되었으며, 이에 관계자 여러분께 감사드립니다.

#### 참고문헌

- 김우, 이광명(2007) 콘크리트 교량의 신뢰도기반 한계상태 설계법 -Eurocode 2의 기본개념, 연구보고서, 교량설계핵심기술단, pp. 128-133.
- 최승원, 김우(2010) 콘크리트 응력 변형률 관계에 기반한 철근콘크리트 부재의 처짐 산정, 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제30권, 제4A호, pp. 383-389.
- 최승원, 김우(2010) 철근콘크리트 부재의 처짐과 균열폭에 대한 인장증강효과의 영향, 한국콘크리트학회논문집, 한국콘크리트학회, 제22권, 6호, pp. 761-768.
- 한국콘크리트학회(2007) 콘크리트구조설계기준, 기문당, pp. 75-82.
- Branson, D.E. (1965) *Instantaneous and time-dependent deflection of simple and continuous reinforced concrete beams*, HPR Report No. 7, Part 1, Alabama Highway Dept., AL.
- European Committee for Standardization, *Eurocode 2-Design of Concrete Structures*, 2002, pp. 127-131.
- fib(CEB-FIP) (1999) *Structural Concrete-Manual textbook Volume 1*, International Federation for Structural Concrete, Switzerland. pp. 189-205.
- fib(CEB-FIP) (1999) *Structural Concrete-Manual textbook Volume 2*, International Federation for Structural Concrete, Switzerland. pp. 103-131.
- Joshef, E. (1994) *Concrete Structures Euro-Design Handbook*, Ernst & Sohn, pp. 184-190.

(접수일: 2010.9.15/심사일: 2010.11.3/심사완료일: 2010.11.3)