철근콘크리트 휨부재의 균열 제어에 관한 연구

최승원¹⁾ · 김 우^{2)*}

¹⁾콘크리트공학연구소 ²⁾전남대학교 건설지구환경공학부

Crack Control in Reinforced Concrete Flexural Members

Seung-Won Choi¹⁾ and Woo Kim^{2)*}

¹⁾Concrete Research Center, Seoul 135-703, Korea

²⁾Dept. of Civil Engineering, Chonnam University, Gwangju 500-843, Korea

ABSTRACT For a practical simplicity in designing of reinforced concrete structures, the indirect crack controlling method of limiting bar spacing is adopted in KCI structural design provisions. In addition, a direct method for evaluating crack width is also provided in the appendix of the code. But there may be some mismatched results between these two crack controlling methods. In this study, limit values of maximum bar spacing calculated from KCI provisions, KCI appendix, and Frosch's equation are examined as concrete strength, cross-section height, and concrete cover are varied, and the differences are analyzed. From the results, it becomes clear that the differences between maximum bar spacing calculated from KCI code text provisions and those from KCI code appendix provisions are too significant to be neglected. Therefore, rational crack models are suggested in order to get rid of the discrepancy between the direct and indirect control methods.

Keyword : maximum bar spacing, crack width, Frosch's equation, indirect crack control, direct crack control

1. 서 론

철근콘크리트 구조물에 발생하는 균열은 상당히 불확실한 현상으로써 다양한 변수의 영향을 받는다. 따라서 현재 균열폭을 예측하는 식의 대부분은 실험 및 경험에 근거하고 있다. 2007년 이전까지의 콘크리트구조설계기준에서는 Gergely-Lutz¹⁾의 식을 이용하여 균열폭을 산정하고 이를 허용 균열폭과 비교하였다. 그러나 이러한 직접 균열 검증 방식은 철근의 응력이나 단면의 변형률을 계산하여 균열폭을 산정해야 하므로 실무에서 곧바로 적용하는데 번거로움이 따른다. 이에 2007년 개정된 콘크리트구조설계기준(이하 KCI 기준)²⁾에서는 균열폭을 직접 산정하지 않고 간접적으로 균열을 제어하는 방법을 규정하였다. 즉, 철근의 수량 및 간격, 콘크리트 구성 재료, 그리고 철근의 최소 피복 두께를 규정하여 구조물에 발생하는 균열을 제어하고 있다. 특히 개정된 KCI 기준에서는 인장 콘크리트 표면으로부터 가장 가까운 위치에 있는 철근 간격(s)을 식 (1)에 의해 계산한 값을 초과하지 않도록 하여 균열폭을 제어하고 있다. 이 때 식 (1)은 균열폭 0.3 mm를 기준으로 유도된 식이고, t_c 는 순 피복 두께를 나타낸다.

$$s = 375(210/f_s) - 2.5t_c \quad (1-a)$$

$$s = 300(210/f_s) \quad (1-b)$$

이러한 KCI 기준의 철근 간격은 식 (2)의 Frosch³⁾가 제안한 균열폭(w_c) 산정식으로부터 유도된 식이다.

$$w_c = \varepsilon_{so} S_c \quad (2)$$

여기서, ε_{so} 는 균열면의 철근 변형률(f_s/E_s)이고, S_c 는 균열 간격으로 $\phi_s d^*$ 이다. 이 때 ϕ_s 는 균열 간격에 대한 계수이고, d^* 는 Fig. 1에서 나타낸 바와 같이 피복 두께 거리(controlling cover distance)를 나타낸다. 식 (2)를 통해 산정된 균열폭은 설계 균열폭으로 실제 부재에 발생하는 균열폭의 평균값보다 크다. ACI Manual of Concrete Practice (ACI Committee 224)⁴⁾에 의하면 대부분 부재에 발생한 균열의 90%가 이러한 균열폭 산정식을 통한 균열폭보다 작다. 그러나 계산한 폭보다 두 배가 넘는 균열이 발생할 경우도 때때로 발생한다. 이에 Frosch의 균열폭 산정식에서 $\phi_s=2$ 를 적용하여 최대 균열 간격에 대해 검토함으로써 설계시 최대 균열폭을 산정할 수 있도록 하고 있다. 그러나 일반적인 성능 검증을 위한 평균 균열폭 산정을 위해서는 $\phi_s=1.5$ 를 적용하여 평균 균열 간격으로 반영할 수 있다. 따라서 식 (2)의 최대 균열폭

*Corresponding author E-mail: wkim@chonnam.ac.kr

Received January 24, 2011, Revised April 8, 2011,

Accepted June 2, 2011

©2011 by Korea Concrete Institute

Fig. 1 Controlling cover thickness

은 다음 식 (3)과 같이 나타낼 수 있다.

$$w_c = 2 \frac{f_s}{E_s} \beta \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} \quad (3)$$

여기서, β 는 변형률 경사(strain gradient)를 반영하기 위한 계수로 $1.0 + 0.08d_c$ 이며 이는 피복 두께(d_c)에 따라 변화하는 값이다.

Fig. 2는 순 피복 두께에 따른 최대 철근 간격을 KCI 기준과 Gergely-Lutz 및 Frosch 제안식에 의해 산정한 값으로 균열폭 0.4 mm, 철근 응력 250 MPa, $\beta = 1.2$ 및 D25 철근을 사용한 결과를 나타낸다.⁵⁾ 그림에서와 같이 순 피복 두께가 75 mm일 경우 Frosch 제안식을 바탕으로 한 철근 간격(Frosch 식, KCI 기준)은 약 178~200 mm로 유사한 값을 보이지만, Gergely-Lutz 제안식에 의한 철근 간격은 약 123 mm로 두 식에 의한 철근 간격에는 큰 차이가 있음을 알 수 있다. 이는 Gergely-Lutz 제안식과 Frosch 제안식 사이에 근본적으로 이론적 차이가 존재하므로 두 식에 의한 균열폭과 이를 바탕으로 한 철근 간격에는 큰 차이가 발생함을 보여준다.

이러한 철근 간격과 더불어 현행 KCI 기준에서는 균열폭을 산정하고 이를 허용 균열폭과 비교하는 방법을 부록에서 제시하고 있다. 이 때 설계 균열폭(w_k)은 다음 식 (4)와 같이 최대 균열 간격($s_{r,max}$)과 평균 변형률 차($\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} - \epsilon_{sh}$)의 곱으로 표현된다.

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} - \epsilon_{sh}) \quad (4)$$

Fig. 2 Maximum bar spacing in terms of clear cover thickness

여기서, 최대 균열 간격($s_{r,max}$)은 평균 부착 특성을 고려하여 철근 직경(d_b)과 유효 철근비(ρ_e)를 통해 $d_b / 3.6\rho_e$ 로 계산한다.²⁾ 또한 건조수축에 의한 영향을 변형률 개념(ϵ_{sh})으로 직접 적용하여 설계 균열폭을 산정한다. 이러한 설계 균열폭 산정 절차는 CEB-FIP 모델 코드 1990 (MC90)⁶⁾을 바탕으로 제시된 것이다.

유로코드2(Eurocode2, EC2)⁷⁾는 식 (5)와 같이 KCI 기준 부록과 유사하게 설계 균열폭을 산정하지만, 건조수축의 영향을 간접 하중으로 고려하여 철근 응력을 계산함으로써 이를 반영하고 있다.

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (5)$$

최대 균열 간격에 대해 EC2 Part 2(교량편)는 KCI 기준 부록 및 MC90과 동일한 균열 간격을 사용하지만, EC2 Part 1(충론)은 피복 두께가 반영된 $3.4d_c + 0.425k_1k_2d_b / \rho_e$ 로 최대 균열 간격을 산정하고 있다. 이 때 피복 두께의 영향은 유효 철근비를 통해 간접적으로 반영되지만, 최대 균열 간격은 피복 두께의 영향을 크게 받으므로 Part 1과 같이 피복 두께를 직접적으로 반영한 최대 균열 간격이 Part 2의 균열 간격에 비해 실제 상황을 잘 모사한다고 볼 수 있다. 또한 KCI 기준 부록, MC90 및 EC2에서는 다음 식 (6)을 통해 균열면 사이에서의 콘크리트 인장력에 의한 영향을 반영하고 있다.

$$\epsilon_{sm} = \frac{f_s}{E_s} - \beta_t \frac{f_{ctm}}{E_s \rho_e} \quad (6)$$

여기서, f_{ctm} 은 콘크리트 인장강도이고, β_t 는 0.4이다. 이 와 같이 KCI 기준 부록은 MC90의 균열폭 모델과 동일하고 이는 EC2 Part 2의 모델과도 동일함을 알 수 있다. 따라서 식 (5)와 (6)을 바탕으로 KCI 기준 부록과 EC2 Part 2의 설계 균열폭을 나타내면 다음 식 (7)과 같다.

$$w_k = \left[\frac{f_s}{E_s} - \beta_t \frac{f_{ctm}}{\rho_e E_s} (1 + n\rho_e) \right] \cdot \frac{d_b}{3.6\rho_e} \quad (7)$$

한편, Euro-Design Handbook⁸⁾은 CEB-FIP 모델 코드 1978(MC78)을 바탕으로 다음 식 (8)과 같이 평균 변형률과 평균 균열 간격의 곱을 통해 평균 균열폭을 산정하고, 이에 연계계수 β 를 적용하여 설계 균열폭으로 환산한다.

$$w_k = \beta \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} \quad (8)$$

여기서, β 는 평균 균열폭과 설계 균열폭 사이의 연계계수를 나타내며 외부 하중에 의한 경우 1.7, 강제 변형에 의한 경우 1.3이다. s_{rm} 은 평균 균열 간격으로 EC2 Part 1의 최대 균열 간격과 유사한 형태인 식 (9)로 산정한다.

$$s_{rm} = 50 + 0.25k_1k_2d_b / \rho_e \quad (9)$$

또한 ε_{sm} 은 철근의 평균 변형률로 다음 식 (10)과 같다.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{f_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{f_{scr}}{f_s} \right)^2 \right] \quad (10)$$

여기서 f_{scr} 은 균열 발생시 철근 응력이다.

이와 같이 가장 먼저 개발된 균열폭 모델인 MC78의 경우 평균 균열 간격(s_{rm})을 통한 평균 균열폭(w_m)을 연계계수(β)를 통해 설계 균열폭으로 환산하고 있음을 알 수 있다. 그러나 이 후 개정된 MC90의 균열폭은 최대 균열 간격(s_{rmax})을 통해 설계 균열폭을 산정하므로 연계계수(β)의 적용이 불필요하거나 $\beta=1$ 이 된다. 또한 MC78과 MC90에 의한 균열폭 산정시 사용되는 철근 평균 변형률 모델에 차이가 있음을 알 수 있다. 이를 토대로 현재 EC2 Part 2와 KCI 기준 부록은 식 (4)와 같은 설계 균열폭과 식 (6)과 같은 평균 변형률 모델을 적용하고 있으므로 MC90 균열폭 모델과 동일함을 알 수 있다. 그러나 현재 KCI 기준 부록은 식 (4)를 통한 설계 균열폭 산정 외에 계수 β 를 적용($\beta \cdot w_k$)하여 최대 균열폭(w_{max})을 추정하고 있다. 이 때 β 는 MC78에서 제시한 연계계수와 동일한 값을 갖는다. 즉, KCI 기준 부록은 MC90의 균열폭 모델과 MC78의 균열폭 모델을 혼용하고 있음을 알 수 있다. 그러나 앞서 밝힌 바와 같이 MC90과 MC78의 균열폭은 서로 다른 평균 변형률과 균열 간격 모델을 사용하고 있다는 점에서 이를 동시에 혼용하는 것은 합리적이지 못함을 알 수 있다.

식 (2)와 (3)의 Frosch 제안식과 식 (4)의 KCI 기준 부록식을 살펴볼 때 균열폭을 균열 간격과 철근 변형률의 곱으로 산정한다는 기본 이론은 같지만, 균열 간격과 철근 변형률 산정법에 근본적인 차이가 있음을 알 수 있다. 즉, KCI 기준 부록은 최대 균열 간격을 재료 특성 및 힘의 평형을 통해 산정하지만, Frosch 제안식은 단면의 기하 형상으로부터 산정한다. 또한 부록식은 인장 증강 효과를 반영한 평균 변형률을 통해 철근 변형률을 산정하지만, Frosch 제안식은 균열면 사이의 콘크리트 인장력을 고려하지 않는다. 이러한 차이는 앞선 Gergely-Lutz와 Frosch 제안식의 균열폭 차이와 마찬가지로 Frosch 제안식과 KCI 기준 부록식 사이의 균열폭 차이를 발생시킨다. 또한 이를 바탕으로 한 최대 철근 간격 역시 차이가 발생할 수 있음을 의미한다. 최승원 등⁹⁾의 재료 특성에 따른 철근 간격에 대한 연구에 의하면 현행 KCI 기준, KCI 기준 부록에 의한 철근 간격 그리고 EC2의 철근 간격 제시값 사이에 큰 차이가 있음을 알 수 있다.

Fig. 3은 최승원 등의 연구에 의한 철근 응력에 따른 철근의 최대 배치 간격을 비교한 것이다. 즉, 허용 균열폭이 0.3 mm일 때 현행 KCI 기준, EC2, 그리고 KCI 기준 부록에 의한 최대 철근 간격을 나타낸 것이다. 철근 응력 270 MPa에서 현행 KCI 기준은 부록 및 EC2 제시값에 비해 큰 철근 간격을 허용하고 있음을 알 수 있다. 따라서 KCI 기준에 의해 허용 균열폭을 만족하는 철근 간격

Fig. 3 Comparison of maximum bar spacing of reinforcement calculated from various codes

으로 배치되었다 하더라도 KCI 부록에 의해서는 허용 균열폭을 초과할 수 있다.

한편, EC2에서 제시한 최대 철근 간격은 KCI 기준과 부록에서 제시한 철근 배치 간격보다 작은 값을 허용하여 안전을 도모하고 있다. 이러한 각 설계기준에 따른 철근 간격 차이 및 KCI 기준의 본문과 부록에 따른 철근 간격 차이는 근본적으로 균열폭을 산정하는 바탕 이론이 다르기 때문에 발생한다. 즉, KCI 기준은 식 (3)의 Frosch 제안식을 바탕으로 철근 간격을 산정하는데 반해, KCI 기준 부록은 식 (4)의 균열폭 식을 적용하기 때문이다. 앞서 설명한 바와 같이 균열폭 산정을 위한 이 두 가지 식은 균열 간격과 철근 변형률을 산정하는 방법에서 차이가 있으므로 Fig. 3과 같이 이를 바탕으로 한 철근 간격 역시 상이한 결과를 나타낸다. 이로 인해 KCI 기준에 의해서 철근 간격을 만족하더라도 KCI 기준 부록에 의한 균열폭 검토시에는 허용 균열폭을 만족시키지 못하는 경우가 발생할 수 있다. 이러한 균열폭 검증에 대한 KCI 기준의 불일치는 설계시 안전성 및 경제성을 저해하는 요소가 된다.

따라서 이 연구에서는 이러한 KCI 기준 본문과 부록의 균열 검증에 대한 모순을 극복하기 위한 방안을 모색해 보고자 하였다. 이를 위해 Frosch 제안식, KCI 기준과 부록식 그리고 MC78에 의한 철근 간격의 특성을 분석하였다. 또한 각 균열폭 산정식에 따른 균열폭 특성을 분석하였다.

2. 간접 균열 제어를 위한 철근 간격

Frosch 제안식 (3)을 통한 철근 간격(s)은 다음 식 (11)과 같다.

$$s = 2 \sqrt{\left(\frac{w_k E_s}{2 f_s \beta} \right)^2 - d_c^2} \quad (11)$$

재료 특성에 따른 철근 간격에 대한 최승원 등⁹⁾의 연구에 의해 KCI 기준 부록의 균열폭은 다음 식 (12)와 같

이 철근 간격의 향으로 나타낼 수 있다.

$$s = \frac{\pi \cdot \rho_e}{10d_c} \left[\frac{3.6w_k}{\left[\frac{f_s}{E_s} - \beta_t \frac{f_{ctm}}{\rho_e E_s} (1 + n \cdot \rho_e) \right]} \right]^2 \quad (12)$$

식 (1)과 (11) 그리고 식 (12)를 살펴볼 때 KCI 기준의 철근 간격과 Frosch 제안식으로부터 유도된 철근 간격은 철근 응력과 피복 두께의 영향만을 반영하고 있는데 반해 KCI 기준 부록식에 의한 철근 간격은 콘크리트 인장강도를 통해 콘크리트 압축강도의 영향도 반영함을 알 수 있다.

또한 MC78의 평균 균열 간격을 통한 균열폭은 다음 식 (13)과 같이 철근 간격의 향으로 나타낼 수 있다.

$$s = \frac{\pi \rho_e}{10d_c} \left[\frac{w_k}{0.17 \frac{f_s}{E_s} \left(1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{f_{scr}}{f_s} \right)^2 \right)} - 500 \right] \quad (13)$$

3. 최대 철근 간격 해석 결과

3.1 해석 대상 제원 및 해석 변수

KCI 기준에서는 철근 간격에 대해 동일 평면에서 평행한 철근 사이의 수평 순간격은 25 mm 이상 혹은 철근의 공칭지름 이상으로 규정하고 있으며, 수평 최대 간격은 450 mm 이하로 제한하고 있다. 또한 D25 이하의 철근인 경우 최소 피복 두께는 50 mm로 주어져 있다.²⁾

이 장에서는 콘크리트 압축강도, 단면 높이, 피복 두께에 따른 최대 철근 간격 특성을 분석하였다. 즉, KCI 기준 부록의 균열폭 계산법을 통해 산정한 최대 철근 간격과 Frosch 제안식에 의한 최대 철근 간격 그리고 KCI 기준에 의한 최대 철근 간격의 차이를 분석하였다. 이를 위해 100 × 400 mm(폭 × 높이)인 직사각형 단면을 해석 단면으로 채택하였고, D25 철근에 대한 해석을 수행하였다. 이 때 허용 균열폭은 습윤 환경 및 부식성 환경에 대한 값으로 0.3 mm이다.

Table 1은 이 연구에서 사용된 해석 변수를 나타낸 것이다. 콘크리트 압축강도는 21~80 MPa이고, 단면 높이(h)의 영향을 살펴보기 위해 단면 높이는 단면 폭($b=100$ mm)의 3~7배로 설정하였다. 피복 두께(d_c)는 단면 높이의 5%, 7%, 10%로 설정하여 이에 대한 영향을 살펴보았다. 그리고 동일 단면적을 갖지만 폭과 높이가 다른 단면 형상에 대한 영향을 살펴보기 위해 150 × 270 mm, 160 × 250 mm의 단면을 설정하여 높이-폭 비(h/b)에 따른 영향을 고찰하였다.

3.2 최대 철근 간격 결과 분석

Table 2와 Fig. 4는 콘크리트 압축강도에 따른 최대 철

Table 1 Variables examined

f_{ck} (MPa)	21, 24, 27, 30, 35, 40, 50, and 80
h (mm)	300, 400, 500, 600, and 700
d_c (mm)	0.05h, 0.07h, and 0.10h
Cross-section geometry (mm)	100 × 400, 150 × 270, and 160 × 250

Table 2 Maximum bar spacing calculated in terms of concrete strength

f_s (MPa)	Maximum bar spacing (s , mm)									KCI	Frosch
	KCI appendix										
	f_{ck} (MPa)										
	21	24	27	30	35	40	50	80			
160	450	450	450	450	450	450	450	450	394	323	
200	450	450	450	450	450	450	450	450	315	254	
240	256	277	298	318	350	406	450	450	259	207	
280	158	171	184	196	216	251	287	386	213	173	
320	105	113	122	130	143	165	189	254	177	146	
360	73	79	85	90	99	115	131	175	150	125	
400	53	57	61	65	72	83	95	126	128	104	
440	39	43	46	49	54	62	70	94	110	91	
480	30	33	35	37	41	47	54	72	95	77

Fig. 4 Maximum bar spacing calculated in terms of concrete strength

근 간격 해석 결과를 나타낸다. 이 때 피복 두께는 단면 높이의 10%인 40 mm이다. 그림에서와 같이 KCI 기준 부록식에 의한 최대 철근 간격은 동일한 철근 응력에서 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 증가하였다. 즉, 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 허용 균열폭을 만족시키는 철근 간격도 증가하여 고강도 재료 사용의 이점을 보여준다. 그러나 KCI 기준 및 Frosch 제안식에 의한 최대 철근 간격은 콘크리트 압축강도에 관계없이 동일한 값을 나타내었다. 이는 Frosch 제안식에 바탕을 둔 식 (1)과 (11)은 콘크리트 압축강도와 관계없이 철근 응력과 피복 두께의 향만으로 표현되고 있기 때문이다. 일반적인 사용 하중 단계의 철근 응력 250~350 MPa에서 KCI 기준의 철근 간격은 Frosch 제안식에 의한 철근 간격에 비

해 약 20~25% 과대평가되었다. 즉, 현재 KCI 기준은 Frosch 제안식에 비해 다소 큰 철근 간격을 허용하고 있음을 알 수 있다. 약 360 MPa 이상의 높은 철근 응력하에서 보통 강도 콘크리트에 대해서 Frosch 제안식에 의한 철근 간격은 KCI 기준 부록식에 비해 큰 철근 간격을 허용하고 있다. 그러나 일반적인 사용 하중 단계에서는 콘크리트 압축강도에 따라 철근 간격이 과소 혹은 과대평가되었다. 이러한 설계기준식에 따른 철근 간격의 차이는 근본적으로 설계기준식의 이론적 차이에 기인하며, 이로 인해 동일한 단면 및 재원을 갖는 경우에 대한 균열 검증시 서로 다른 결과를 나타낼 수 있음을 의미한다. 예를 들어 철근 응력이 320 MPa일 때 KCI 기준 및 Frosch 제안식에 의한 최대 철근 간격은 각각 177 mm, 146 mm 이지만, KCI 기준 부록으로부터 산정된 철근 간격은 약 105~254 mm 범위에 놓여있다. 따라서 KCI 기준에 의해 177 mm 간격으로 철근이 배치될 때 부록식에 따라 균열폭을 검토할 경우 40 MPa 이하의 압축강도에서는 허용 균열폭을 초과하게 된다. 특히, 약 360 MPa 이상의 높은 철근 응력하에서 KCI 기준 부록은 KCI 기준에 비해 작은 철근 간격을 나타냈다. 이는 현재 고강도 철근의 사용에 대한 관심이 증가하는 상황하에서 고강도 철근을 사용할 경우 KCI 기준 본문과 부록에 의한 균열 검증의 차이는 더욱 뚜렷해지고 이로 인해 균열에 대한 안전성을 저해할 수 있음을 보여준다.

Table 3과 Fig. 5는 단면 높이에 따른 최대 철근 간격 해석 결과를 나타낸다. 이 때 콘크리트 압축강도는 27 MPa, 피복 두께는 40 mm이다. 표와 그림에서 볼 수 있듯이 콘크리트 압축강도의 영향과 마찬가지로 KCI 기준과 Frosch 제안식에 의한 최대 철근 간격은 단면 높이에 관계없이 일정한 값을 나타냈다. 그러나 KCI 기준 부록에 의한 최대 철근 간격은 단면 높이가 증가함에 따라 감소하는 경향을 나타냈다. 일반적인 사용 하중 단계인 약 240~360 MPa 범위에서 Frosch와 KCI 기준은 부록식에 비해 큰 철근 간격을 허용하였고, 이러한 경향은 철근 응력이 증가함에 따라 뚜렷하게 나타났다.

Table 3 Maximum bar spacing calculated in terms of cross-section height

f_s (MPa)	Maximum bar spacing (s , mm)						
	KCI appendix					KCI	Frosch
	h (mm)						
	300	400	500	600	700		
160	450	450	450	450	450	394	323
200	450	450	446	422	420	315	254
240	450	298	252	239	238	259	207
280	303	184	156	148	147	213	173
320	201	122	103	98	97	177	146
360	139	85	72	68	68	150	125
400	101	61	52	49	49	128	104
440	75	46	39	37	37	110	91
480	58	35	30	28	28	95	77

Fig. 5 Maximum bar spacing calculated in terms of cross-section height

Table 4와 Fig. 6은 피복 두께에 따른 최대 철근 간격 해석 결과를 나타낸다. 이 때 콘크리트 기준 압축강도는 27 MPa이고, 단면 높이는 400 mm이다. 표와 그림에서 볼 수 있듯이 피복 두께가 증가함에 따라 최대 철근 간격은 감소하였다. 사용 하중 단계인 약 240~320 MPa 범위

Table 4 Maximum bar spacing calculated in terms of cover thickness

f_s (MPa)	Maximum bar spacing (s , mm)								
	KCI appendix			KCI			Frosch		
	d_c (% of height)			d_c (% of height)			d_c (% of height)		
	5	7	10	5	7	10	5	7	10
160	450	450	450	394	394	394	351	340	323
200	450	450	450	315	315	315	279	270	254
240	450	344	298	263	263	259	232	223	207
280	300	213	184	225	225	213	198	189	173
320	199	141	122	197	197	177	172	163	146
360	138	98	85	175	175	150	152	143	125
400	100	71	61	158	158	128	135	126	107
440	75	53	46	143	140	110	122	112	91
480	57	41	35	131	125	95	111	100	77

Fig. 6 Maximum bar spacing calculated in terms of cover thickness

에서 일반적으로 Frosch 제안식은 KCI 기준과 부록식에 비해 작은 철근 간격을 나타냈다. KCI 기준의 철근 간격은 Frosch 제안식을 바탕으로 하고 있으므로 이 두 간격($d_c = 5\%$)은 약 13% 차이를 보였지만, KCI 기준 부록과는 약 15% 이상의 큰 차이를 나타냈다.

Table 5와 Fig. 7은 단면의 폭과 높이가 다르지만 동일 단면적을 갖는 경우에 대한 최대 철근 간격 해석 결과를 나타낸다. 이때 콘크리트 압축강도는 27 MPa이고, 피복 두께는 40 mm이다. KCI 기준 부록에 의한 경우 단면 높이와 단면 폭의 비(h/b)가 증가함에 따라 ($160 \times 250 \rightarrow 150 \times 270 \rightarrow 100 \times 400$) 최대 철근 간격은 감소하였다. 그러나 KCI 기준과 Frosch 제안식에 의한 철근 간격은 이러한 단면 형상에 관계없이 일정한 값을 나타냈다. 철근 응력이 280 MPa 이하인 경우, Frosch 제안식은 단면 형상에 관계없이 부록식 보다 작은 철근 간격을 허용하였다. 그러나 철근 응력 320 MPa 이상에 대해서는 단면 크기에 따라 Frosch 제안식에 의한 값은 부록식에 비해 작거나 큰 최대 철근 간격을 나타냈다.

Table 6과 Fig. 8은 KCI 기준 부록과 MC78에 의한 최대 철근 간격을 나타낸다. 이 때 MC78의 균열폭 연계계수(β)는 1.7을 적용하였다. 그림과 표에서 볼 수 있듯이

MC78에 의한 철근 간격은 KCI 기준 부록에 비해 크다. 이러한 차이는 두 균열폭 산정식에 사용되는 인장 증강 효과 모델과 균열 간격 모델의 차이에 기인한다. 즉, MC78은 식 (10)과 같은 형태의 평균 변형률 모델을 적용하는데 반해, KCI 기준 부록은 식 (6)과 같은 모델을 사용하기 때문이다. 또한 균열 간격에 있어서 KCI 기준 부록은 EC2 Part 2의 $d_b/3.6\rho_e$ 와 같이 피복 두께가 직접 반영되지 않은 최대 균열 간격을 사용하는데 반해, MC78은 식 (9)의 평균 균열 간격을 적용하고 있다.

3.3 균열폭 검증

3.2절의 최대 철근 간격 해석을 위한 단면과 동일한 단면(100×400 mm)을 통해 균열폭을 산정하면 다음 사항을 알 수 있다. 즉, 콘크리트 압축강도가 27 MPa이고, 철근 응력 280 MPa 및 320 MPa일 때 0.3 mm의 균열폭을 만족시키는 철근비는 각각 0.23%, 0.20%이다. 또한 동일한 조건에서 콘크리트 압축강도가 40 MPa일 때 이를 만족시키는 철근비는 각각 0.31%, 0.27%이다. 이와 같은 재료 물성과 Table 2에 나타낸 Frosch 제안식에 의한 철근 간격(173 mm, 146 mm)을 가지는 휨부재에 대하여

Table 5 Maximum bar spacing calculated in terms of cross-section geometry

f_s (MPa)	Maximum bar spacing (s , mm)				
	KCI appendix			KCI	Frosch
	$b \times h$ (mm)				
	100×400	150×270	160×250		
160	450	450	450	394	323
200	450	450	450	315	254
240	298	450	450	259	207
280	184	421	450	213	173
320	122	279	387	177	146
360	85	194	269	150	125
400	61	140	195	128	107
440	46	105	146	110	91
480	35	81	112	95	77

Table 6 Maximum bar spacing calculated according to KCI appendix and MC78

f_s (MPa)	Maximum bar spacing (s, mm)			
	KCI appendix		MC78	
	f_{ck} (MPa)		f_{ck} (MPa)	
	27	40	27	40
160	450	450	450	450
200	450	450	450	450
240	298	406	450	450
280	184	251	266	358
320	122	165	166	222
360	85	115	108	145
400	61	83	72	97
440	46	62	50	67
480	35	47	35	48

Fig. 7 Maximum bar spacing calculated in terms of cross-section geometry

Fig. 8 Maximum bar spacing calculated according to KCI appendix and MC78

Table 7 Crack width calculated

	Crack width, w_c (mm)			
	$f_{ck} = 27$ MPa		$f_{ck} = 40$ MPa	
f_s (MPa)	280	320	280	320
KCI appendix	0.54	0.71	0.39	0.52
MC78	0.41	0.54	0.33	0.42
Frosch	0.30	0.30	0.30	0.30

Frosch 제안식과 KCI 기준 부록, 그리고 MC78에 의한 균열폭 산정 결과를 Table 7에 나타내었다.

표에서 나타낸 바와 같이 주어진 조건하에서 Frosch 제안식에 의한 균열폭은 모두 0.3 mm로 주어진 허용 균열폭을 만족하였다. 그러나 동일한 조건하에서 KCI 기준 부록에 의한 균열폭은 0.39~0.71 mm로 모두 허용 균열폭을 초과하였다. 즉, 동일한 철근량과 철근 간격으로 배치된 단면에 대한 균열 검증시 Frosch 제안식에 의해서는 조건을 만족하지만 부록식에 의해서는 조건을 만족하지 못하고 균열에 대해 불안정한 결과를 보여준다. MC78에 의한 균열폭 값도 Frosch 제안식에 의한 값보다 크게 측정되어 허용 균열폭을 초과하였다. 이러한 차이는 Frosch 제안식과 KCI 기준 부록 그리고 MC78 균열폭의 이론적 차이에 기인하고, 이로 인해 현재 KCI 기준과 같이 Frosch 제안식에 바탕을 둔 철근 간격을 통한 간접 균열 제어와 부록의 균열폭 계산을 통한 직접 균열 제어 수행시 동일한 단면에 대해서도 상이한 균열 검토 결과가 발생할 수 있음을 보여준다. 또한 유사한 균열폭 산정 개념을 가진 MC78과 KCI 기준 부록에 의한 균열폭도 적용되는 인장 증강 효과 모델과 균열 간격 모델에 의해 결과 차이가 발생할 수 있으므로 이에 대한 고찰이 우선되어야 할 것으로 사료된다.

4. 균열 검증법의 제안

앞 절의 해석 결과에서와 같이 균열 검증을 위한 최대 철근 간격과 균열폭은 현재 KCI 기준에서 제시된 방법에 따라 서로 상이한 결과를 나타낼 가능성이 있다. 즉, KCI 기준과 부록의 철근 간격 및 균열폭이 서로 바탕 이론을 달리하고 있기 때문에 균열 검증 결과에 모순이 발생한다. 따라서 이러한 검증법의 모순을 최소화하고 직접 균열 제어와 간접 균열 제어 사이의 일관성을 확보하기 위해 다음과 같이 3가지 방안을 제안하였다.

첫 번째 안은 설계 균열폭과 철근 간격을 MC78의 방법과 마찬가지로 평균 균열 간격을 통한 평균 균열폭으로부터 산정하는 것이다. 즉, KCI 기준 부록식과 본문의 철근 간격을 MC78 균열폭 식으로 대체하는 것이다. 휨 부재의 균열 검증에 있어서 KCI 기준과 MC90과 같이 최대 균열 간격을 통해 설계 균열폭을 산정하는 것은 충분히 합리적이다. 그러나 수경압축장 이론에서 경계면의 전단 마찰에 대한 영향을 평가할 때 설계 균열폭이 아닌 평균 균열폭을 사용한다는 점에서 위 방법은 휨부재

뿐만 아니라 전단 부재까지 일관되게 적용할 수 있어 보다 효율적이라 판단된다. 이 때 인장 증강 효과는 식 (10)과 같은 모델을 적용한다. KCI 기준 부록에서 제시한 식 (6)은 철근 응력에 관계없이 일정한 크기로 철근 변형률이 감소하지만, 식 (10)의 모델은 철근 응력이 증가할수록 평균 변형률이 점차 증가하여 균열면에서의 철근 변형률에 접근하는 형태를 취하고 있어 실제 인장 부재의 철근 변형률을 잘 묘사한다. 또한 평균 균열 간격은 다음 식 (14)와 같이 제안할 수 있다. KCI 기준 부록에서는 $d_b/3.6\rho_e$ 와 같이 피복 두께의 영향이 직접 반영되지 않은 최대 균열 간격을 사용하고 있으나 균열 간격은 피복 두께에 큰 영향을 받으므로 피복 두께의 영향이 직접 반영된 EC2 Part 2의 최대 균열 간격 $3.4d_c + 0.425k_1k_2d_b/\rho_e$ 를 계수 1.7로 나누어 식 (14)와 같이 평균 균열 간격을 산정하였다. 이 때 계수 1.7은 MC78에서 외부 하중에 의한 평균 균열폭과 설계 균열폭 사이의 연계계수이다. 제안된 평균 균열 간격 식 (14)는 MC78에서 주어진 평균 균열 간격(식 (9))과 유사한 형태를 갖고 있으며, 피복 두께의 변화를 반영할 수 있어 보다 효율적으로 균열 간격을 산정할 수 있을 것으로 판단된다. 식 (15)는 제안된 평균 변형률을 통한 설계 균열폭을 나타낸다.

$$s_{rm} = 2d_c + 0.25k_1k_2d_b/\rho_e \quad (14)$$

$$w_k = \beta \frac{f_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{f_{scr}}{f_s} \right)^2 \right] \cdot \left[2d_c + 0.25k_1k_2 \frac{d_b}{\rho_e} \right] \quad (15)$$

Fig. 9는 제안된 설계 균열폭과 다른 설계기준에 의한 값, 그리고 고원준¹⁰⁾의 균열폭 실험 결과를 비교한 것이다. 그림에서 볼 수 있듯이 제안된 균열 모델은 실제 균열폭을 비교적 잘 평가하고 있는 것으로 나타났다.

다음 안은 현재 KCI 기준 부록의 균열폭 식을 사용하여 설계 균열폭과 최대 철근 간격을 산정하는 것이다. 이 때 KCI 기준 부록은 최대 균열 간격을 바탕으로 하고 있으므로 계수(1.3, 1.7)의 적용은 불필요하다. KCI 부록식은 단면 형상 및 재료 강도 등을 반영하여 균열폭

Fig. 9 Crack width calculated

과 철근 간격을 산정할 수 있으므로 합리적이다. 그러나 추후 인장 증강 효과 및 최대 균열 간격에 대한 연구를 통해 보다 합리적인 모델을 개발하여야 할 것으로 판단된다.

마지막 안은 KCI 기준 부록의 균열폭 산정식을 본문의 철근 간격 기본식인 Frosch 제안식으로 대체하는 것이다. Frosch 제안식은 부록식과 달리 콘크리트 인장력을 고려하지 않기 때문에 계산이 간편하다. 이에 대한 해석 결과, 약 27 MPa 이상의 압축강도와 일반적인 사용하중 하에서 Frosch 제안식은 KCI 기준 부록에 비해 작은 철근 간격을 허용하고 있어 균열에 대한 안전성을 도모할 수 있을 것으로 사료된다.

5. 결 론

이 연구에서는 현재 콘크리트구조설계기준(KCI 기준)에서 제시한 간접 균열 제어 방법과 직접 균열 제어 방법 사이의 모순을 파악하고 보다 합리적인 균열 검증 방법을 제안하고자 하였다. 해석 결과를 토대로 한 연구 내용을 요약하면 다음과 같다.

- 1) KCI 기준에서 주어진 철근 간격은 Frosch가 제안한 균열폭으로부터 유도된 식으로 이는 KCI 기준 부록의 균열폭 산정법과 이론적 차이가 있다. 따라서 현재 KCI 기준 본문의 철근 간격을 만족할지라도 부록의 직접 균열 검증시 한계 균열폭을 초과하는 모순이 발생할 수 있다.
- 2) KCI 기준 부록식으로 부터 산정된 최대 철근 간격은 콘크리트 압축강도, 단면 크기, 피복 두께 등에 따라 변한다. 이에 반해 Frosch 제안식에 의한 최대 철근 간격은 철근 응력과 피복 두께 만의 함수로 표현되어 압축강도 및 단면 크기의 영향을 반영하지 못하지만 그 적용이 비교적 간편하다. 또한 약 27 MPa 이상의 압축강도와 보통 강도 철근을 사용할 경우 Frosch 제안식에 의한 최대 철근 간격은 KCI 기준 부록식에 의한 값에 비해 작다. 즉, 작은 최대 철근 간격을 허용하여 균열에 대해 보수적인 평가를 유도한다.
- 3) 간접 균열 제어와 직접 균열 검증의 일관성을 확보할 수 있도록 다음과 같이 3가지 방안을 제안하였다. 먼저 평균 균열 간격을 바탕으로 평균 균열폭을 산정하고 여기에 연계계수를 곱하여 설계 균열폭을 구하는 산정법을 KCI 기준 본문과 부록에 적용하는 것이다. 이는 휨부재 뿐만 아니라 전단 부

재까지 적용될 수 있는 균열폭 산정법이라는 점에서 보다 합리적이고 효율적인 방법이다. 다음으로 현재 KCI 기준 부록식을 통해 최대 철근 간격을 산정하고 이를 본문에 제시하는 것이다. 마지막 안은 KCI 기준 본문에서 제시한 최대 철근 간격을 통해 간접적으로 균열 검증을 수행하고, 동시에 부록의 균열 검증 모델을 Frosch 제안식으로 대체하여 직접적으로 균열을 검증하는 것이다. 이를 통해 균열폭과 최대 철근 간격의 계산 사이에 일관성을 확보할 수 있어 안전한 설계 및 검증이 가능할 것으로 판단된다.

감사의 글

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

참고문헌

1. Gergely, P. and Lutz, L. A., "Maximum Crack width in Reinforced Flexural Members," *Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete*, SP-20, ACI, 1968, pp. 87~117.
2. 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준 해설, 기문당, 2007, pp. 124~125.
3. Frosch, R. J., "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 3, 1999, pp. 437~442.
4. ACI Manual of Concrete Practice, *Control of Cracking in Concrete Structures*, Part 3, ACI Committee 224, 1995.
5. 김우, 김진근, 오병환, 정란, 최완철, 콘크리트구조설계, 동화기술, 2007, pp. 252~257.
6. Fib, *Structural Concrete-Manual Textbook Volume 2*, International Federation for Structural Concrete, Switzerland, 1999, pp. 75~102.
7. European Committee for Standardization, *Eurocode 2-Design of Concrete Structures*, Brussels, 2002, pp. 122~127.
8. Joshef, E., Karlsruhe, *Concrete Structures Euro-Design Handbook*, Ernst & Sohn, 1994, pp. 237~250.
9. 최승원, 김우, "재료 특성의 변화에 따른 철근콘크리트 휨부재의 간접균열제어 방법 연구," 콘크리트학회 논문집, 23권, 1호, 2011, pp. 87~98.
10. 고원준, "부착응력과 상대슬립을 고려한 철근 콘크리트 부재의 휨균열 산정," 성균관대학교 대학원, 박사학위논문, 2002, 168 pp.

요 약 콘크리트구조설계기준에서는 균열 검토시 설계의 간편함 때문에 철근 간격을 제한하는 간접 균열 제어 방법을 사용하고 있다. 뿐만 아니라 구조설계기준 부록에서는 균열폭을 산정하는 직접 균열 제어 방법도 제시하고 있다. 그러나 이러한 두 방법을 통한 균열 검증 결과에는 모순이 있다. 이 연구에서는 구조설계기준, 구조설계기준 부록 및 Frosch 제안식을 통해 최대 철근 간격을 산정하고, 콘크리트 압축강도, 단면 높이 그리고 피복 두께에 따른 차이를 분석하였다. 연구 결과 구조설계기준 본문과 구조설계기준 부록에 따른 최대 철근 간격에는 큰 차이가 있는 것으로 나타났다. 따라서 직접 균열 제어와 간접 균열 제어 사이에 일관성을 확보할 수 있는 합리적인 균열 검증 모델을 제안하였다.

핵심용어 : 최대 철근 간격, 균열폭, Frosch 제안식, 간접 균열 제어, 직접 균열 제어