



# 보 및 1방향 슬래브의 균열제어

민창식<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup>동국대학교 건설환경공학과

## Crack Control in Beams and One-Way Slabs

Chang-Shik Min<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup>Dept. of Civil and Environmental Engineering, Dongguk University, Seoul 100-715, Korea

**ABSTRACT** The KCI Building Code (2003 and 2007) provisions to control flexural cracking in beams and one-way slabs are discussed for related researches and the development of the provisions. Based on the basic ideas over the development of current provisions, possible problems with cracking control are identified and discussed for the remedies to fix the problems. Simple and clear equations to control flexural cracking in beams and one-way slabs are presented. The presented equations would avoid any conflicts with other provisions for the spacing of reinforcement.

**Keywords** : cracking, crack width and spacing, crack control, distribution of flexural reinforcement, concrete durability

### 1. 서 론

근래에 들어 에너지와 비용 및 오염은 최소화시키면서 사회적인 가치는 증진시키고자 하는 유지·지속가능한 개발(sustainable development)에 대한 요구가 높아지면서, 사용수명이 수십년 이상이 되어도 내구성이 탁월한 콘크리트가 경제적이면서도 비용-효율적인 건설재료로 각광을 받고 있다.<sup>1)</sup> 재료를 잘 선택하고 배합 설계하여 시공하는 것이 내구성이 있는 콘크리트를 만드는데 가장 중요하지만, 내구성을 손상시키는 중요한 요인은 습기(액체)이므로 콘크리트에 발생할 가능성이 있는 균열을 제어하는 것이 중요하다.

사용하중이 작용하게 되면 철근콘크리트 보는 휘면서 인장 측의 응력이 파괴계수를 초과할 수 있고 따라서 균열의 발생을 피할 수는 없다. 이러한 균열한계상태(cracking limit state)에서 고려하는 것은 균열이 구조물의 사용성이나 외관에 어떠한 영향을 미치느냐는 것이다.<sup>2)</sup> 보가 많이 휘면 휨수록 균열의 길이는 길어지고 폭은 넓어지게 된다. 비록 균열의 발생을 완전하게 방지할 수는 없지만 주의 깊게 철근을 배근하면 가늘고 넓게 분포된 폭이 좁은 균열로 유도하여, 사용성이나 내구성을 확보하거나 또는 외견상으로 불안감을 주지 않도록 할 수가 있

을 것이다.<sup>3)</sup>

실험적 연구에 의하면 균열폭은 철근의 응력에 따라 직접적으로 변화하며 인장영역에 잘 분포된 굵기가 가는 여러 개의 철근배치가 굵은 몇 가닥의 철근을 배치하는 것보다 균열폭을 감소시키는데 더 효과적인 것으로 나타났다. 또한 바깥 줄의 철근이 콘크리트의 표면에 가깝게 배치될수록 균열폭이 감소하는 것을 보여주었다.<sup>4,6)</sup>

이 연구에서는 콘크리트구조설계기준(이하 ‘구조설계기준’)의 균열제어 방법이 어떤 방법으로 진화됐는지 그 발달과정을 검토하고, 이를 근거로 현행 구조설계기준의 균열제어 방법에 문제점이 있으면 지적하고, 가능하면 이를 해결할 수 있는 균열제어 식의 제안을 목표로 하였다.

### 2. Gergely-Lutz의 균열폭 계산식

Gergely-Lutz<sup>6)</sup>의 분석은 보강철근의 응력이 균열폭에 영향을 미치는 가장 중요한 변수이고, 콘크리트 피복두께는 중요한 변수이지만 피복두께 뿐만 아니라 각각의 철근을 둘러싸는 콘크리트 면적의 크기에도 영향을 받으며, 철근의 직경은 주요한 변수가 아니고, 표면의 균열폭과 철근 위치의 균열폭은 변형률에 비례한다는 결론에 도달하였다.<sup>7)</sup> 이러한 분석 결과를 갖고 Gergely-Lutz<sup>6)</sup>는 자료를 통계처리하여, 보나 1방향 슬래브의 바닥이나 측면에서의 최대 균열폭을 계산하는 식을 아래와 같이 제시하였다.

$$\omega = 1.08 \beta_f f_s^3 \sqrt{d_c A} \times 10^{-5} \text{ (mm)} \quad (1)$$

\*Corresponding author E-mail: csmin@dongguk.edu  
 Received January 16, 2012, Revised March 30, 2012,  
 Accepted June 19, 2012  
 ©2012 by Korea Concrete Institute

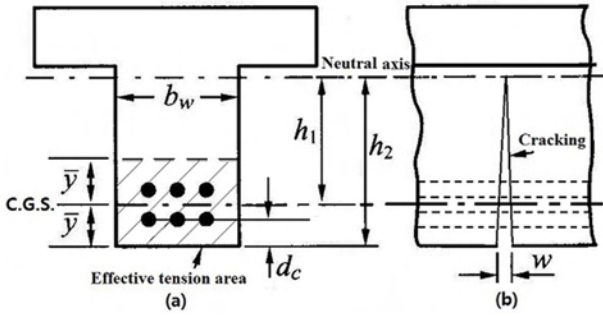


Fig. 1 Effective tension area of concrete

여기서,

$\omega$  = 최대 균열폭(mm) (Fig. 1 참고)

$\beta_c$  = 깊이계수 = 중립축으로부터 인장연단까지의 거리/중립축으로부터 철근의 도심까지의 거리 =  $h_2/h_1$  (Fig. 1 참고)

$f_s$  = 사용하중 하에서의 철근의 응력(MPa) =  $M_s/(A_s j d)$ , 여기서  $M_s$ 는 사용하중이 작용할 때의 단면에 발생하는 휨모멘트,  $A_s$ 는 인장철근의 단면적, 그리고  $(j d)$ 는 인장철근의 도심에서 압축 콘크리트의 압축응력 삼각형 불력의 도심까지의 내부 휨모멘트의 팔거리이다.  $d_c$  = 인장연단에서 가장 가까운 철근열 중심까지의 거리 (mm)

$A$  = 철근당 유효인장면적( $\text{mm}^2$ ) = 유효콘크리트 인장면적/철근의 개수 (Fig. 1(a)의 경우  $A = b_e(2\bar{y})/6$ ). 만약에 철근의 크기가 서로 다를 경우에 철근의 개수는 철근의 총 단면적/단면적이 가장 큰 철근의 단면적으로 계산한다.

## 2.1 콘크리트구조설계기준 2003의 균열제어 규정

구조설계기준 2003은 균열제어를 위해서 철근의 항복응력이 300 MPa 이상인 경우에 식 (1)로 계산한 균열폭이 허용균열폭<sup>4)</sup>을 초과하지 못하도록 제시하였다. 허용균열폭은 노출환경에 따라 건조환경(내부환경, interior exposure)은 0.4 mm로 습윤환경(외부환경, exterior exposure)은 0.3 mm로 제한하였다. 깊이계수  $\beta_c$ 를 보에서는 1.2로 슬래브에서는 1.35로 취할 수 있도록 하고, 철근의 사용응력  $f_s = 0.6f_y$ 로 취할 수 있도록 하였다.

사용하중이 작용할 때 최대 균열폭을 계산하는 식 (1)을 이용하여 허용한계 균열폭 0.3~0.4 mm에 대해서 철근의 간격  $s$ 와 인장연단에서 가장 가까운 철근열 중심까지의 거리  $d_c$ 의 관계를 그리기 위해서 대략적으로 Fig. 2와 같이 보나 1방향 슬래브에서 인장철근의 유효인장면적에 대해서 고려하도록 한다. Fig. 2에서 구조설계기준 2007<sup>9)</sup>이나 ACI 318-99<sup>10)</sup>에서  $d_c$ 를 대체하는 인장연단에서 가장 가까운 인장철근의 표면까지의 거리  $c_c$ (순피복두께, clear cover) =  $d_c$  - 스티럽의 직경 - 철근의 직경/2로 구할 수 있다.

철근의 간격  $s$ 와 인장연단에서 가장 가까운 철근열 중

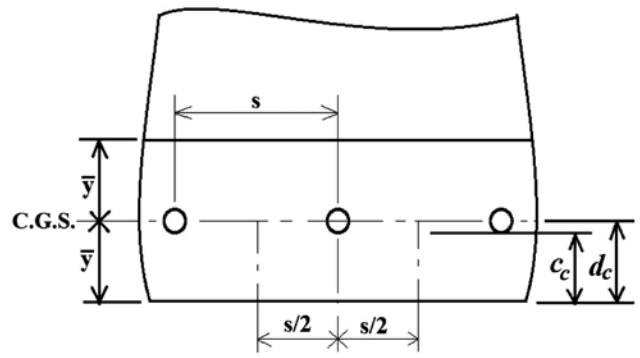


Fig. 2 Bar spacing and clear cover  $c_c$

심까지의 거리  $d_c$ 의 관계를 적기 위해서 Fig. 2에서 철근 한 개의 유효인장면적  $A = 2(d_c s)$ 가 되고, 균열폭을 허용균열폭  $\omega_a$ 로 쓰면 식 (1)은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$s = \left( \frac{\omega_a \times 10^5}{1.08 \beta_c f_s} \right)^3 / (2d_c^2) \quad (2)$$

식 (2)를 이용하면 결정되는 허용 균열폭에 따라 철근의 간격  $s$ 와 인장연단에서 가장 가까운 철근열 중심까지의 거리  $d_c$  또는 순피복두께  $c_c$ 와의 관계를 구할 수 있다.

## 2.2 ACI 318-95의 균열제어 방법

ACI 318-95<sup>5)</sup>나 CSA(Canadian Standards Association) 2007<sup>8)</sup>에서는 측정되는 균열폭이 상당히 분산되므로 식 (1)로 직접 균열폭을 계산하지 않고 아래와 같은 계수의 크기에 따라 간접적으로 균열폭이 제한되도록 하였다.

$$z = f_s^3 \sqrt{d_c A} \quad (\text{N/mm}) \quad (3)$$

식 (3)을 이용하여 식 (1)을 다시 쓰면,  $\omega = 1.08 \beta_c z \times 10^{-5}$ 로 쓸 수 있고, 깊이계수  $\beta_c$ 를 보에서는 1.2로 슬래브에서는 1.35로 취하여, 노출환경에 따라 제한 균열폭은 내부 건조환경은 0.4 mm(0.016 in)로 외부 습윤환경은 0.33 mm(0.013 in)로 하면,  $z$ 값의 한계는

$$\begin{aligned} \text{건조환경(0.4 mm): } z &= \omega \times 10^5 / (1.08 \beta_c) \\ &= (0.4 \times 10^5) / (1.08 \times 1.2) = 30,864 \approx 30,000 \text{ (N/mm)} \\ \text{습윤환경(0.3 mm): } z &= (0.33 \times 10^5) / (1.08 \times 1.2) \\ &= 25,463 \approx 25,000 \text{ (N/mm)} \end{aligned}$$

가 된다. 이 값들은 보에 대한  $\beta_c = 1.2$ 로 구한 값이므로 슬래브의 경우에는 1.2/1.35 계수를 곱해서 감소된 값을 적용하여야 한다. 철근의 사용응력  $f_s = 0.6f_y$ 로 취할 수 있도록 하고 있다.

ACI나 CSA에서 식 (3)과 같이  $z$  계수를 이용하여 균열폭을 조종하므로 'z 계수 방법'이라고도 불린다.

## 3. Frosch의 균열제어 제안

Frosch<sup>11)</sup>는 그동안 균열제어를 위해서 구조설계기준

2003이나 ACI 318-95에서 적용하던 Gergely-Lutz<sup>6)</sup>가 균열폭에 대한 실험자료의 통계를 이용하여 개발한 식 (1)이나 (3)이 근래에 들어 고품질 콘크리트(high-performance concrete)의 사용과 내구성의 요구로 피복두께가 자꾸 두꺼워지면서 철근의 간격이 시공상으로는 실용적으로 적용되기가 거의 불가능해질 수도 있다는 점을 지적하면서 이를 극복할 수 있도록 균열현상을 고려하여 균열폭을 계산하는 식을 다음과 같이 제안하였다.

### 3.1 균열폭과 간격

Fig. 3(b)와 같이 보의 축을 따라 인장 축에 발생하는 횡균열을 이용하여 보강철근 위치에서의 균열폭을 다음 식으로 계산할 수 있다.

$$\omega_c = \varepsilon_c s_c = (f_s/E_s) s_c \quad (4)$$

여기서,  $\omega_c$ =균열폭,  $\varepsilon_c$ =보강철근의 변형률 =  $f_s/E_s$ ,  $s_c$ =균열의 간격,  $f_s$ =보강철근의 사용응력,  $E_s$ =보강철근의 탄성계수

식 (4)는 배치되는 보강철근이 균열간격을 따라 균등한 변형으로 일정한 변형률을 보이고, 콘크리트의 인장 변형률이 철근에 비해서 상당히 작아 균열폭에 미치는 영향이 아주 작다는 가정을 포함하고 있다. 이렇게 콘크리트의 인장변형률을 무시함으로써 계산되는 균열폭은 안전 측의 계산이 될 것이다.

보의 바닥면에서 균열폭을 결정하기 위해서는 변형이 일어나기 전에 평면인 단면은 변형이 일어난 뒤에도 평면을 유지한다는 가정을 도입한 Fig. 3(c)의 변형률 기울기를 고려하여야 한다. 변형률 기울기를 고려하기 위해서는 식 (4)의 균열폭에 다음과 같은 확대계수  $\beta$ 를 곱해서 구할 수 있다.

$$\beta = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} = \frac{h_2}{h_1} = \frac{h_1 + d_c}{h_1} = 1 + \frac{d_c}{h_1} \quad (5)$$

균열의 간격은 하중이 증가함에 따라 감소하면서 철근이 한계응력(critical stress)에 도달한 뒤에는 안정화되며, 이 상태에서 응력이 더욱 증가하게 되면 오직 균열폭이

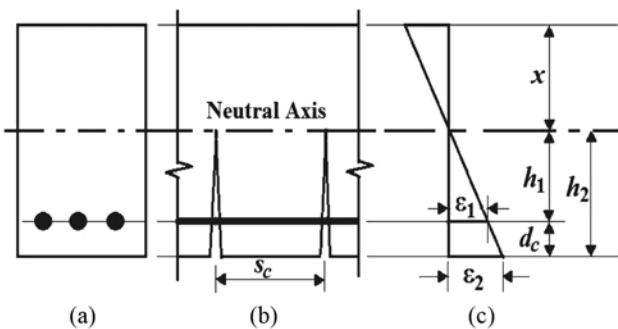


Fig. 3 (a) Cross section, (b) Definition of cracking space, (c) Strain gradient

넓어지게 된다. 시험에 의하면 피복 두께가 750 mm(3 in) 까지인 경우 한계응력은 대략 138~207 MPa(20 to 30 ksi) × 6.895)의 사용응력 범위로 이렇게 사용응력이 작을 때 안정적인 균열이 발달하게 된다.

Broms<sup>12)</sup>의 실험과 분석적 연구에 의하면 균열의 간격은 주로 최대 콘크리트의 피복두께에 좌우되었고, 특히 이론적인 최소 균열 간격은 고려하는 점에서 가장 가까운 보강철근 중심과의 거리와 같았다. 게다가 이론적인 최대 균열간격은 최소 균열간격의 2배라는 사실이 규명되었다. 이러한 현상은 피복두께가 150 mm로 증가시킨 인장시험체를 이용한 Broms의 추가적인 실험에서도 확인되었다.

균열의 간격은 다음의 식으로 계산할 수 있다.

$$s_c = \Psi_s d^* \quad (6)$$

여기서,  $s_c$ =균열의 간격,  $d^*$ =기준 피복두께(controlling cover thickness),  $\Psi_s$ =균열 간격 계수, 최소 균열 간격 = 1.0, 평균 균열 간격 = 1.5, 최대 균열 간격 = 2.0

이러한 연구들에 의하면 보강철근으로부터 가장 멀리 위치하는 보의 표면까지의 거리가 균열 간격과 이로 인한 균열폭을 좌우하는 것을 뚜렷하게 보여주었다. 따라서 균열 간격은 Fig. 4에서 보여주는 것과 같이 보강철근의 간격으로 결정되는 거리와 측면 피복두께로 인해서 결정되는 거리에 의해서 좌우된다. 비록 최대 균열폭이 구하고 싶은 값이지만 균열 간격 계수  $\Psi_s$ 를 이용해서 이론적인 최소, 평균, 최대 균열폭을 계산할 수 있다.

### 3.2 제안하는 균열제어 모델

Frosch<sup>11)</sup>는 제안하는 균열제어 모델의 성능을 검증하기 위해서 바닥면의 균열과 측면의 균열에 대해서 각각 여러 연구자(Clark,<sup>13)</sup> Hognestad,<sup>14)</sup> Kaar-Hognestad,<sup>15)</sup> Kaar-Mattock<sup>16)</sup> 등)들에 의해서 수행된 실험 결과와 비교하는 막대그래프를 제시하면서 제안한 균열제어 모델이 효과적인 방법이라는 것을 보여주었다. 또한 모델은 균열의 간격과 균열폭이 보강철근 사이의 간격의 함수라는 것을 뚜렷하게 보여주었으므로, 균열의 조종은 보강철근의 간격을 제한함으로써 달성할 수 있고 최대철근의 간격은 허용가능한 균열폭을 제한함으로써 결정할 수 있다.

최대 균열폭( $\Psi_s = 2$ )을 계산하기 위해서 식 (4)와 (5) 및 (6)을 같이 쓰면(Fig. 4 참고) 다음과 같다.

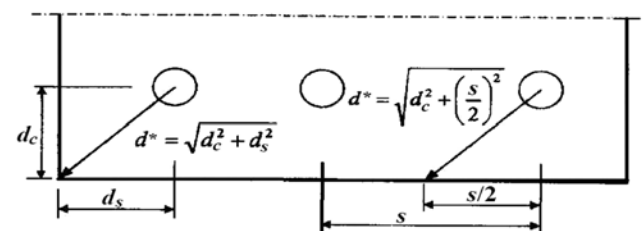


Fig. 4 Controlling cover distance

$$\omega_c = 2 \left( \frac{f_s}{E_s} \right) \beta \sqrt{d_c^2 + \left( \frac{s}{2} \right)^2} \quad (7)$$

이 식들을 철근의 최대간격  $s$ 로 표현하기 위해서 재배치하면,

$$s = 2 \sqrt{\left( \frac{\omega_c E_s}{2 f_s \beta} \right)^2 - d_c^2} \quad (8)$$

여기서,  $s$  = 배치할 수 있는 철근의 최대간격(mm),  $\omega_c$  = 한계 균열폭(mm),  $E_s = 200,000$  MPa,  $f_s$  = 보강철근의 사용응력으로 ACI 318-95<sup>5)</sup>에서 제안한 값 적용 =  $0.6f_y$ ,  $d_c$  = 철근의 중심으로부터 바닥의 피복두께(mm)

식 (8)을 계산하기 위해서 확대계수  $\beta$ 는 ACI 318-95에서 설계를 위해서 보에 대해서 제안하는  $\beta = 1.2$ 를 적용하고, 보의 바닥 표면에서 인장철근의 도심까지의 거리를 피복두께 40 mm + 스테럽 10 mm + 주철근 지름의 1/2, 15 mm = 65 mm를 취하면, 식 (5)에서  $65/0.2 = 325$  (mm)가 된다. 따라서 확대계수  $\beta$ 는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\beta = 1 + \frac{d_c}{h_1} = 1 + \frac{d_c}{325} = 1 + 0.00308d_c \quad (9)$$

Gergely<sup>17)</sup>는 대부분의 구조물에서 표면에 발생하는 균열을 제한하는 이유는 오직 외관 때문이라고 언급하면서, 축방향 균열이 있던지 또는 없던지 간에 균열폭이 보강철근에 발생하는 총 부식의 양에는 거의 영향을 미치지 않는다고 결론지었다. 따라서 부식을 방지하기 위해서 균열폭에 제한을 둘 필요가 없을 뿐만 아니라, 만약에 균열폭의 제한을 달성하려고 피복두께를 감소시킨다면 오히려 역효과가 날 수 있을 것이다. Darwin<sup>18)</sup>과 Oesterle<sup>19)</sup>도 역시 부식과 표면의 균열에는 서로 관계가 존재하지 않는다고 보고하였다.

따라서 Frosch는 ACI 318-95의 건조한 내부환경조건에 대한 설계 추천값인 허용균열폭 0.4 mm(0.016 in  $\times$  25.4 = 0.4064 mm)를 선택하면서 이 값과 이 값에 1/3 증가된 0.54 mm[0.016  $\times$  (4/3)  $\times$  25.4 = 0.542 mm]를 설계범위로 제안하였다. Figs. 5와 6에는 각각 등급 420 MPa(60 ksi  $\times$  6.895 = 413.7  $\approx$  420 MPa, ACI와 같은 값을 사용하였다.)와 등급 520 MPa(75 ksi  $\times$  6.895 = 517.1  $\approx$  520 MPa)의 콘크리트 피복두께와 철근의 간격에 대한 설계범위 그래프가 제시되었다.

### 3.3 Frosch의 균열제어식 제안

Frosch는 설계목적을 위해서 간략화된 설계곡선을 제안하였다. 등급 60 ksi( $\times$  6.895 = 413.7 MPa) 보강철근에 대해서 피복두께 75 mm(3 in  $\times$  25 = 75 mm, inch를 mm로 전환하는데 구조설계기준 2007<sup>9)</sup>과 같이 계수 25를 적용하였다.)까지는 최대 철근의 간격 300 mm(12 in  $\times$  25 = 300 mm)를 적용하고 이로부터 피복두께가 증가함에 따라 철근의 간격이 선형으로 감소하도록 제안하였다. 등급 420 MPa

(등급 60 ksi)의 Fig. 5에서보면 선형으로 감소하는 직선식은 피복두께인 가로축은 균열폭이 0.54 mm일때 수렴하는 150 mm(6 in)를 절단하고, 철근의 최대 간격인 세로축은 600 mm(24 in)를 절단하면 Frosch가 제안한 한계범위(균열폭 0.4-0.54 mm) 안에 설계식이 분포하고 이때 기울기는  $s/d_c = -600/150 = -4$ 가 되고, 보강철근의 사용응력으로 ACI 318-95<sup>5)</sup>에서 제안한 값을 적용하여  $f_s = 0.6f_y = 0.6(420) = 252$  (MPa)를 기준으로 사용응력이 이 값보다 작으면 선형으로 증가하도록 계수 ( $252/f_s$ )를 세로축의 기준값에 곱해 주면서 이 값이 한계값인 300 mm를 초과하지 못하도록 구성하면, 설계식은 다음과 같다(Fig. 5 참고).

420 MPa(60 ksi):

$$s = 600 \left( \frac{252}{f_s} \right) - 4d_c \leq 300 \left( \frac{252}{f_s} \right) \quad (10)$$

등급 520 MPa(75 ksi 등급)인 경우는 식 (10)에 계수  $420/520 = 0.8$ 을 곱해서 표현하면(Fig. 6 참고),

520 MPa(75 ksi):

$$s = 480 \left( \frac{312}{f_s} \right) - 4d_c \leq 240 \left( \frac{312}{f_s} \right) \quad (11)$$

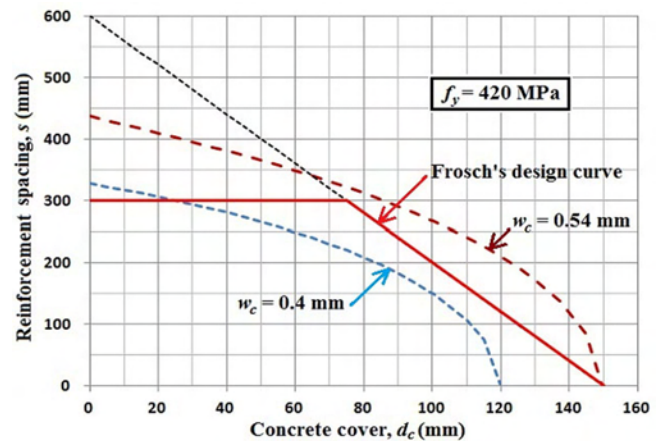


Fig. 5 Frosch's design curves: Grade 420 (60 ksi) reinforcement spacing

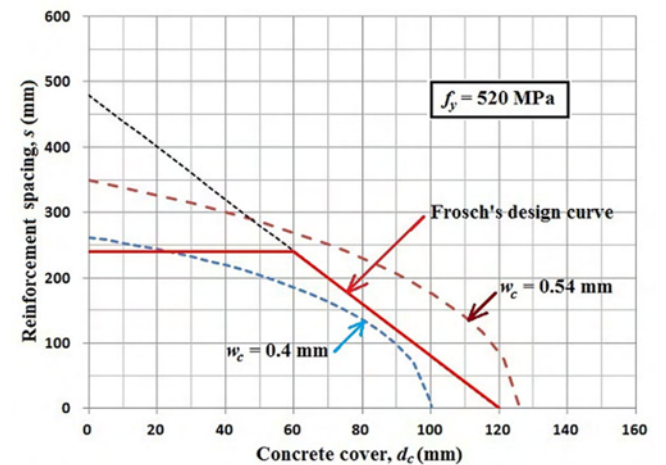


Fig. 6 Frosch's design curves: Grade 520 MPa(75 ksi) reinforcement spacing

가 된다.

Figs. 5와 6에서 보여주는 바와 같이 Frosch의 설계제안식은 균열폭의 한계로 제안한 0.4~0.54 mm의 한계범위 안에 설계식이 위치하도록 간단한 2개의 직선을 연결하는 회귀선분으로 구성된 것을 알 수 있다.

### 3.4 ACI 318-99의 균열제어 식

ACI 318-99<sup>10)</sup>에서는 그동안 사용되어오던 식 (3)을 이용하여 균열폭을 제어하는 간접적인  $z$  계수 방법에서 Frosch<sup>11)</sup>가 제시한 접근방법을 도입하여 직접적으로 Fig. 5에서 철근의 최대간격 한계값은 역시 300 mm(12 in)를 적용하고, 인장연단에서 가장 가까운 인장철근 열 중심까지의 거리  $d_c$  대신에 인장연단에서 가장 가까운 인장철근의 표면까지의 거리  $c_c$ (순피복두께, clear cover)로 대체하면서  $c_c$ 가 30 mm(1.2 in)를 초과하여 감소하면서 가로축 150 mm(6 in)를 절단하여, 기울기는 Frosch가 제안한  $s/d_c = -4$ 에서  $s/d_c = -300/(150 - 30) = -2.5$ 가 되고, 세로축은  $150 \times 2.5 = 375$  mm(계수:  $375 \times 252 = 94,500 \approx 95,000$ )로 다음과 같이 개정하였다.<sup>20)</sup>

ACI 318-99:

$$s = \frac{95,000}{f_s} - 2.5c_c \leq 300 \left( \frac{252}{f_s} \right) \quad (12)$$

여기서,  $60 \text{ ksi} \times 6.895 = 413.7 \text{ MPa} \approx 420 \text{ MPa}$ 로 쓰고,  $f_s = 0.6f_y = 0.6(420) = 252 \text{ (MPa)}$ 가 된다.

### 3.5 ACI 318-2005의 균열제어 식

ACI 318-05<sup>21)</sup>에서는 ACI 318-02년도 기준에서 새로운 하중계수를 적용하면서 인장철근에 발생할 수 있는 높은 사용응력을 고려하여  $f_s = 0.6f_y$ 를  $f_s = (2/3)f_y$ 로 조종하였다. 이는 ACI 318-02의 소요강도  $U = 1.2D + 1.6L$ 에서 하중계수의 평균값 1.4와  $M_u \leq \phi M_n$  관계를 철근의 응력으로 쓰면,  $1.4f_s = 0.9f_y$ 가 되어,  $f_s = (0.9/1.4)f_y = 0.64(2/3)f_y$ 로 제시하였다.<sup>2)</sup> 따라서  $f_s = (2/3)f_y = (2/3)420 = 280 \text{ (MPa)}$ 가 되어 식 (12)는 다음과 같이 수정되었다.

ACI 318-05:

$$s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5c_c \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) \quad (13)$$

식 (13)에는 또한 가로축 6 in를  $6 \times 25.4 = 152.4$  mm로 보아 세로축의 최대 값을  $152.4 \times 2.5 = 381 \approx 380$  (mm)를 적용하였다.

## 4. 구조설계기준 2007의 균열제어 식

구조설계기준 2007<sup>9)</sup>에서는 철근중심 간격의 기준이 되는 최대값(세로축 값)에는 ACI 318-99의 375 mm를 적용하고, ACI 318-99가 최대 균열폭 0.4 mm를 기준으로 제

시되었다고 보아 국내 상황을 고려하여 최대 허용 균열폭 0.3 mm를 기준으로 하기 위하여 사용응력의 최대값 계수를  $280 \times (0.3/0.4) = 280 \times 0.75 = 210$ 으로 조종하여 다음과 같이 제시하였다.

$$s = 375 \left( \frac{210}{f_s} \right) - 2.5c_c \leq 300 \left( \frac{210}{f_s} \right) \quad (14)$$

이렇게 구조설계기준 2007:6.3.3(4)<sup>9)</sup>를 제시함으로써 다음과 같은 문제점을 내포하게 되었다.

### 4.1 문제점 1 : SD400 철근의 적용

사용하중 상태에서 인장연단에 가장 가까이에 위치한 철근의 응력  $f_s$ 는 근사값으로  $(2/3)f_y$ 를 사용할 수 있도록 하므로, 식 (14)의  $(210/f_s)$ 와 이를 근거로  $f_y$ 를 계산해보면, 구조설계기준은 0.3 mm를 기준으로 제시한 값이므로  $(2/3)f_y' = 210$ 에서  $f_y' = 210/(2/3) = 315 \text{ (MPa)}$ 가 된다. 이 값을 ACI와 같이 0.4 mm를 기준으로 변환하면  $f_y = 315(4/3) = 420 \text{ (MPa)}$ 로 철근의 등급이 420 MPa(60 ksi)을 의미하게 된다. 이 ACI의 등급 420 MPa 철근은 국내 기술표준원의 KS D 3504:2011<sup>22)</sup>에 따라 SD400 철근(봉강)으로 보는 것이 합리적이고, 이 SD400 종류 철근의 항복점은 400 MPa 이상으로 규정되어 있으므로 ACI와 같이 420 MPa이 아니라 400 MPa를 적용하여야 할 것이다.

따라서 KS D 3504:2011에 따라 SD400 종류의 철근이 배치된다면  $f_y = 400 \text{ MPa}$ 이고,  $f_s = (2/3)f_y = (2/3)400 = 267 \text{ (MPa)}$ 이 되며, 만약에 현행 구조설계기준과 같이 균열폭 0.3 mm를 기준으로 식을 변형시킨다면  $267 \times (3/4) = 200 \text{ MPa}$ 이 된다. 따라서 식 (14)는 다음과 같이 표현되어야 할 것이다.

$$s = 375 \left( \frac{200}{f_s} \right) - 2.5c_c \leq 300 \left( \frac{200}{f_s} \right) \quad (15)$$

### 4.2 문제점 2 : 균열폭 0.3 mm 기준

콘크리트구조설계기준해설(이하 ‘구조설계기준해설’) 2007<sup>23)</sup>이나 이재훈 외<sup>24)</sup>에서 이전에는 균열폭이 크면 철근의 부식이 더 빨리 진행되는 것으로 알려졌으나, 근래의 연구 결과(Gergely,<sup>17)</sup> Darwin,<sup>18)</sup> Oesterle<sup>19)</sup>)는 철근의 부식이 일반적인 사용하중 수준의 철근응력에서 발생하는 표면 균열폭과 직접적인 관련이 없다고 언급하고, 노출실험에서 콘크리트 표면의 균열폭보다 콘크리트의 품질, 적절한 다짐 및 충분한 콘크리트 피복 등이 부식을 방지하는 데는 더 중요하다면서, 종전의 구조설계기준 2003에 규정되었던 강재의 부식에 대한 노출환경조건에 대한 구분과 환경조건에 대한 허용균열폭은 삭제하면서 균열제어를 위한 휨철근의 배치에 대한 규정은 균열폭 0.3 mm를 기본으로 표현(즉, 식 (14)이었다고 언급하였다. 이에 대해서 이재훈과 김진근<sup>25)</sup>은 균열폭 0.3 mm는 간단한 정

보를 제공하기 위한 표현이라고 언급하면서 설계기준식은 Frosch의 역학적 균열모델을 기준으로 균열폭 0.3~0.4 mm를 기준으로 유도된 규정이라고 설명하고 있다.

이렇게 표면의 균열폭과 철근의 부식에는 서로 상관관계가 없다고 언급하면서 국내 건설환경의 상황을 고려한 것인지 구조설계기준 2003<sup>9)</sup>의 허용 균열폭 기준(0.3 mm와 0.4 mm)중에서 상대적으로 엄격한 0.3 mm를 기준으로 식 (14)를 제시하고 있다.

구조설계기준 2007<sup>9)</sup>에서 식 (14)와 같이 균열폭 0.3 mm를 기준으로 보 또는 1방향 슬래브의 휨철근 배치를 규정함으로써 규정이 단순히 휨철근의 최대 간격을 제한하여 의도하는 목적(휨균열의 폭이 넓고 눈에 띄는 큰 균열이 아니라 곱고 미세한 여러 개의 균열로 유도)을 충족시키기 보다는 오히려 다음과 같은 문제점을 내포하여 실무자들에게 상당한 혼란을 줄 수 있는 요소를 내포하고 있다.

구조설계기준(KCI) 2003과 2007 및 ACI 318-05의 균열제어 관계를 비교하기 위해서 인장연단에서 가장 가까운 철근중심까지의 거리  $d_c$ 는 주철근으로 D25 철근이 배치되었다고 보아  $d_c = c_c + 12.7$ 로 계산하였다. Fig. 7에는 구조설계기준 2003(0.3 mm와 0.4 mm), ACI 318-05, 그리고 구조설계기준 2007의 균열제어 관계를 보여 주고 있다.

ACI 318에서 보면 최대 피복두께는 흙에 접하는 현장 치기 콘크리트에서 75 mm(3 in)이고 최소로는 셸이나 절판부재에서 9.5 mm(0.375 in)로 규정되어있고, 이에 대응하는 구조설계기준 2007에서는 이 값들이 각각 80 mm와 10 mm로 규정되어 있다. 따라서 Fig. 7을 보기 위해서 휨철근을 가로질러 가장 가늘은 철근인 D10 스티럽이 배치되었다고 가정하여 순피복두께  $c_c =$  피복두께 + 10 mm로 계산하고, 피복두께가 증가함에 따라 얼마나 철근의 간격이 감소하는 것을 보는 것이 관심사이므로 최대 피복두께를 고려해보면 다음과 같다.

ACI 318:

$$\text{피복두께 } 75 \text{ mm}, c_c = 85 \text{ mm} \rightarrow s_{(\max)} = 168 \text{ mm}$$

구조설계기준 2007:

$$\text{피복두께 } 80 \text{ mm}, c_c = 95 \text{ mm} \rightarrow s_{(\max)} = 58 \text{ mm}$$

따라서 만약에 주철근으로 D25 철근을 배치한다고 하면, 철근의 순간격은 각각  $168 - 25 = 143 \text{ mm}$ 와  $58 - 25 = 33 \text{ mm}$ 가 되어, 철근의 순간격이 0.4 mm 기준일 때에 비해서 23%( $33/143 = 0.23$ )밖에 되지 않는다.

철근의 수평 순간격에 대한 규정[구조설계기준 5.3.2(1),<sup>9)</sup> ACI 7.6.1<sup>21)</sup>]은 (25 mm, 철근의 공칭지름  $d_b$ ) 이상이고 또한 굵은골재 최대치수의 4/3 이상[구조설계기준 2.2.1(2) ④, ACI 3.3.2]이어야 한다. 따라서 주철근으로 앞에서와 같이 D25를 배치하고, 최대치수 20 mm 굵은골재를 사용한다고 가정하면,

철근의 최소 순간격 = Max.(25 mm,  $25.4 \text{ mm}$ ,  $20 \times 4/3 = 27 \text{ mm}$ ) = 27 mm가 된다. 따라서 ACI에서는 철근을 배치할 수 있는 순간격의 범위가 27~143 mm로 상당한 여유가 있지만, 구조설계기준 2007에서는 27~33 mm로 거

의 여유가 없는 상황이 발생한다. 이런 상황은 구조설계기준 2007의 수중에 치는 콘크리트의 피복두께 100 mm인 경우는  $[s_{(\max)} = 21 \text{ mm}] - 25 \text{ mm} = -4 \text{ mm}$ 가 되어 최소 순간격은 물론 만족시키지 못할 뿐만 아니라 실제로 철근을 배치할 수도 없게 된다. 이렇게 현행 구조설계기준 2007의 균열제어 방법은 이미 존재하던 기존의 규정들과 서로 충돌하는 현상이 발생할 수 있다.

특히 이러한 현상은 1방향 슬래브에서 더욱 심각하게 발생할 수 있다. 1방향 슬래브에서 철근의 중심간격을 제한하는 모든 규정들은 정리하면 아래와 같다.

(1) 구조설계기준 2007: 5.4.1(4)<sup>9)</sup>에서 슬래브나 벽체의 피복두께는 20 mm이다. 따라서 식 (14)에 대입하면,

$$s_{(\max)} = 375 \left( \frac{210}{267} \right) - 2.5(20) = 245 \text{ (mm)}$$

$$\leq 300 \left( \frac{210}{267} \right) = 236 \text{ (mm)}$$

로  $s_{(\max)} = 236 \text{ mm}$ 가 된다.

(2) 위험단면에서 단위 폭(1,000 mm)에 대한  $A_{s(\pm\Omega)}$ 에 따라  $s$ 는 슬래브에서는 한 종류의 철근( $A_b$ )을 등간격으로 배치하므로

$$A_{s(\pm\Omega)}/A_b = \text{배치 철근의 개수} = 1,000/s \quad (16)$$

$$s = (1,000A_b)/A_{s(\pm\Omega)}$$

(3) 구조설계기준 2007: 10.2.3(2)<sup>9)</sup>의 1방향 슬래브에서 철근의 중심간격은 위험단면에서는  $s_{(\max)} = (2h, 300 \text{ mm})$  이하로 하여야 한다고 규정하고, 여기에서  $h$ 는 슬래브의 두께이고 1방향 슬래브의 두께는 최소 100 mm 이상으로 하도록 하고 있다.

(4) 구조설계기준 2007: 6.3.2(4)<sup>9)</sup>에서 경간방향으로 보강되는 인장철근의 최소 단면적은 수축·온도철근 규정을 따라야 하고  $f_y = 400 \text{ MPa}$  이하인 이형철근을 사용하는 슬래브에서 철근비 0.002 이상을 배치하여야 한다고 규정하여,  $A_{s(\min)} \geq 0.002bh = 0.002(1,000)h = 2h$ 가 된다. 따라서 식 (16)을 다시 쓰면 다음과 같다.

$$s_{(\max)} = (1,000A_b)/A_{s(\min)} = (1,000A_b)/2h \quad (17)$$

$$s_{(\max)} = (500A_b)/h$$

각 철근의 중심간격의 규정을 서로 비교하기 위해서 참고문헌 26의 2장과 같이 슬래브의 두께  $h = 190 \text{ mm} > 100 \text{ mm(ok)}$ 로 가정하고, 주철근으로는 D13 철근( $A_b = 126.7 \text{ mm}^2$ ,  $d_b = 12.7 \text{ mm}$ ),  $f_y = 400 \text{ MPa}$ ,  $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$ ,  $\omega_u = 14 \text{ kN/m}$ 로 가정하면,  $d = 190 - 20 - 12.7/2 = 164 \text{ mm}$ 가 된다.

철근의 중심간격이 236 mm 이하가 되기 위해서는 식 (16)에서  $A_{s(\pm\Omega)} \geq (1,000 \times 126.7) / 236 = 537 \text{ (mm}^2\text{)/m}$  이

상이어야 한다.

$$\text{강재지수}^{30)} \omega = (A_s/bd)(f_y/f_{ck}) = [537 / (1,000 \times 164)] \\ (400 / 27) = 0.0485$$

$$M_u = \phi f_{ck} b d^2 [\omega(1 - 0.59\omega)] = 0.85(27)(1,000)(164^2) \\ 0.0485[1 - 0.59(0.0485)] / 10^6 = 29.08 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

1방향 슬래브의 휨모멘트 계수에서 최대값인 3경간 이상 첫 번째 내부 받침부 외측면 부모멘트  $M_u = \omega_u l_n^2 / 10$  에서  $M_u \geq 29.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 를 만족하기 위한 경간의 길이는 다음과 같다.

$$\therefore l_n \geq \sqrt{10M_u/\omega_u} = \sqrt{20.77} = 4.56 \text{ (m)}$$

일반적으로 주차장의 크기를 고려하여 슬래브 모듈은  $8 \text{ m} \times 8 \text{ m}$ 나  $8 \text{ m} \times 7.5 \text{ m}$ 로 하여 중간에 보를 배치하여 단변의 경간이  $4 \text{ m}$ 나  $3.75 \text{ m}$ 의 1방향 슬래브로 설계하게 된다. 따라서 경간  $4.56 \text{ m}$  이상을 설계하는 경우는 매우 특별한 경우로 볼 수 있고 이렇게 특별한 경우를 제외 하고는 위험단면에서 계산에 의해서 결정되지 않고 종종 휨철근의 배치 규정(즉, 균열제어 규정)에 의해서 철근의 간격이 결정될 수도 있다.

설계조건 (2)를 제외하고 (1), (3) 및 (4)의 규정에 따라 철근의 최대간격을 계산해보면,

(1) 휨철근의 배치 규정:  $s_{(max)} = 236 \text{ mm}$ , (3) 위험단면 최대간격:  $s_{(max)} = (2h, 300 \text{ mm}) = 2 \times 190 = (380, 300) \text{ mm}$  이하, (4) 최소철근 최대간격, 식 (17):  $s_{(max)} = 500A_b/h = 500(126.7)/190 = 333 \text{ (mm)}$ 가 된다.

이 중에서 최소값이 설계를 지배하며 철근의 최대 중심간격은  $s_{(max)} = \text{Min}(236, 300, 333) \text{ mm} = 236 \text{ mm}$ 가 된다. 참고문헌 25의 표 2-1에서도 역시 모든 위험단면에서 이 휨철근의 배치규정이 설계를 지배하여 위험단면에서의 철근의 최대간격이나 최소철근 규정이 그 역할을 하지 못하는 상황이 된다. 구조설계기준 2007의 보 및 1방향 슬래브의 휨철근 배치 규정 6.3.3이 이러한 예기치 못한 상황을 야기하기 위해서 개정된 것은 아니라고 생각한다.

현장에서 작업 중에 의도하지 않은 변형을 우려해서 D13 철근 이하의 철근을 슬래브의 휨철근으로 배치하지는 않지만<sup>2)</sup> 만약에 좀 더 가는 D10 철근을 배치한다면 상황이 어떻게 변하는지 검토하고자 한다. 물론 현장에서 굵기가 가는 철근을 배치하여 작업시간이 증가하는 것은 달가워하지 않을 것이다. 참고문헌 26의 표 2-1에서 첫 번째 내부 받침부 외측면 부모멘트의 계수휨모멘트는  $M_u = 22.37 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 이고  $A_s(\text{소요}) = 410 \text{ mm}^2/\text{m}$ 이다. 따라서 식  $s_{(max)} = 1,000 \times 71.3/410 = 174 \text{ (mm)} < 236 \text{ mm}$ 가 되어 최대 휨모멘트에 의해서 요구되는 철근의 간격이 설계를 지배하게 된다. 그러나 만약에 긴경간의 길이를  $10 \text{ m}$ 라고 할 때  $230 \text{ mm}$ 로 배치하는 D13 철근은 대략 40개가 필요한데 비해서 D10 철근을 배치하게 되면 간격을  $170 \text{ mm}$ 로 한다고 해도 54개가 필요하여 작업량이 35% 증가하게 된다.

### 4.3 문제점 3 : 순피복두께의 증가가 철근의 최대 간격을 너무 제한

피복두께가 증가함에 따라 철근의 간격이 너무 좁아지는 문제점은 식 (3)으로 표현되던 Gergely-Lutz 균열폭 식(z 계수 방법)에서도 인지되던 문제로 Frosch<sup>11)</sup>도 피복두께가 증가함에 따라 거의 시공이 불가능하게 된다는 문제점을 지적하였다. Gergely-Lutz 식에 근거를 둔 ACI 318-99 균열제어 식 (12)에 대한 문제점들도 이미 ACI 318-99 개정판을 준비하는 과정의 토론에서 Nawy<sup>27)</sup>나 Munshi<sup>28)</sup> 등에 의해서 질의되고, ACI 318 위원회<sup>29)</sup>에 의해서 답변되었다.

Nawy<sup>27)</sup>는 균열폭이 특히 고강도 강재의 부식에 상당한 영향을 미치므로 보에 대해서 원래의 규정을 삭제하지 말고 그대로 두면서, AASHTO 2002:8.16.8.4<sup>30)</sup>에서와 같이 유효인장면적 A를 계산하는데 콘크리트 피복두께를  $50 \text{ mm}(2 \text{ in})$  이상은 계산에서 고려할 필요가 없도록 제안하고, 1방향 슬래브나 T형 보의 부모멘트 지역에서는 새로운 규정에서 언급하는 철근의 최대 간격  $300 \text{ mm}(12 \text{ in})$ 의 규정을 추천하였다.

Munshi<sup>28)</sup>는 피복두께를  $75 \text{ mm}(7.5 \text{ in})$  이상으로 증가시켜도 부식방지에 거의 효과가 없으므로 피복두께를 계산에서  $75 \text{ mm}$ 로 제한하여 철근의 최대간격이  $189.5 \text{ mm}[7.5 \text{ in, 식 (12) 참고}]$  이하가 되지 않도록 하는 방법을 제안하였다.

Nawy<sup>27)</sup>와 Munshi<sup>28)</sup>의 질의에 대한 답변으로 ACI 318 위원회<sup>29)</sup>에서는 균열폭의 계산을 암시하는 이전의 규정(즉 z 계수 방법)은 근원적으로 변동성이 아주 큰 균열폭을 계산할 수 있다는 잘못된 인식을 줄 수 있으므로 개정되어야 한다고 주장하면서 휨균열을 일으키는 가장 중요한 3가지 요소는 철근의 응력, 피복두께 및 철근의 간격인데 이중에서 가장 중요한 요소는 철근의 응력으로 모든 균열폭을 예측하는 식들과 실험 결과는 철근의 응력과 상관관계를 갖고 있다고 언급하였다. 그러나 철근의 응력이 일정할 때 균열폭을 계산하는  $3\sqrt{d_c A}$  계수와는 거의 관계가 없다면서 분산된 자료에 대해서 Gergely-Lutz가 회귀곡선을 구했지만 거의 어떤 다른 선분도 Gergely-Lutz의 회귀곡선과 같은 역할을 할 수 있다고 주장하였다("The Gergely-Lutz regression line is drawn through the scattered data, any other line would fit almost as well (actually, as poorly)").

이러한 이유 때문에 ACI 318 위원회는 균열폭을 계산한다는 암시를 하지 않도록 철근의 간격을 피복두께의 직접적인 함수로 표현하였다. 이전 ACI 318-95에서 언급하던 내부 노출에 대한 외부노출의 구분은 근래의 연구<sup>18,19,23-25)</sup>가 일반적인 사용하중 수준의 응력에서 철근의 부식이 균열폭과 직접적인 관계가 없는 것으로 나타나서 내부노출과 외부노출의 구분을 삭제하였다고 언급하였다.

또한 ACI 318 위원회는 피복두께가  $50 \text{ mm}(2 \text{ in})$ 나  $75 \text{ mm}(3 \text{ in})$  이상이 되면 철근의 간격이 너무 감소하는 상

황에 대해서 일정한 철근의 간격 사용을 제안하는 Nawy<sup>27)</sup>와 Munshi<sup>28)</sup>의 의견에 대해서 위원회는 외관상인 이유 때문에 피복두께가 두꺼워질수록 철근의 간격은 감소시켜야한다고 답변하면서 어떠한 조치도 취하지 않았다.

## 5. 균열제어 식 제안

### 5.1 SD400 철근 적용

KS D 3504:2011<sup>22)</sup>에 따라 SD400 철근을 기준으로 식을 쓰면  $f_y = 400$  MPa이고,  $f_s = (2/3)f_y = (2/3)400 = 267$  (MPa)이 되며, 만약에 현행 구조설계기준과 같이 균열폭 0.3 mm를 기준으로 식을 변형시킨다면  $267 \times (3/4) = 200$  MPa이 되고, 만약에 ACI 규정을 따른다면  $(267/f_s)$ 로 표현되어야 한다.

### 5.2 철근의 사용응력 근사값

구조설계기준 2003에서는  $f_s = 0.6f_y$ 로 보았지만, 개정된 구조설계기준 2007에서는  $(2/3)f_y$ 로 11.1%를 증가시키고 있다. 이는 ACI 318-05의 소요강도  $U = 1.2D + 1.6L$ 에서 하중계수의 평균값  $(1.2 + 1.6)/2 = 1.4$ 와  $M_u \leq \phi M_n$ 을 철근의 응력으로 쓰면,  $1.4f_s = 0.9f_y$ 가 되어,  $f_s = (0.9/1.4)f_y = 0.64f_y \approx (2/3)f_y$ 로 제시한 것이다.<sup>20)</sup> 따라서 구조설계기준 2007의 적용은 휨에 대한 강도감소계수를 0.85로 조종하였으므로  $f_s = (0.85/1.4)f_y = 0.61f_y \approx 0.6f_y$ 가 되어야 할 것이다.<sup>31)</sup>

그러나 구조설계기준 2007에서는 하중계수의 평균값 1.4 대신에 여러 구조물의 고정하중과 활하중의 비율을 검토하여 1.3을 대표값으로 하여  $(0.85/1.3)f_y = 0.65f_y \approx (2/3)f_y$ 로 제시하였다고 한다.

## 5.3 ACI 기준의 적용

문제점 2에서 언급한 바와 같이 구조설계기준 2007의 균열제어 식은 구조설계기준 2007: 5.3.2(1) 철근의 수평순간격 규정(25 mm, 철근의 공칭지름  $d_b$  이상) 및 구조설계기준 2007: 2.2.1(2)④ 순간격은 굵은 골재 최대치수의 4/3 이상 등의 규정들과 충돌하는 상황이 발생하고, 특히 1방향 슬래브에서는 구조설계기준 2007: 10.2.3(2) 위험단면에서의 최대간격 규정 [ $s_{(max)} = (2h, 300 \text{ mm})$  이하], 구조설계기준 6.3.2(4)의 인장철근의 최소 단면적 규정 및 대부분의 경간이 짧은 경우에 계산되는 소요철근에 따른 철근의 간격보다 휨철근의 배치에 따른 철근의 간격이 지배하는 상황이 발생한다.

이러한 문제점을 해결하기 위해서 ACI 318-05와 유사한 균열제어 관계식을 제시하면 기존의 다른 규정들과 조화도 이루면서 언급한 문제점들이 나타나지 않게 될 것이다.

## 5.4 계산에서 고려하는 최대 순피복두께의 제한

Fig. 7에서 보는 바와 같이 현행의 휨철근 배치규정은 순피복두께가 증가함에 따라 철근의 중심간격이 선형으로 감소하여 순피복두께가 두꺼워지면 현장에서 철근을 배근하지 못할 정도가 되는 경우가 발생할 수도 있다. 따라서 구조설계기준 2007: 5.4의 최소 피복두께 규정과 6.3.3의 규정이 서로 충돌되지 않도록 조종하여야 할 것이다.

구조설계기준 2003: 4.2.3(2)<sup>4)</sup>나 도로교설계기준 2010: 4.4.9.3<sup>31)</sup>에서 보면 허용균열폭은 피복두께가 100 mm 이하인 구조물에 적용하라고 하여 피복두께가 100 mm 이상이 되어도 허용균열폭이 더 이상 증가하지 못하도록 제한을 두었다. 또한 CSA 2007: 10.6.1<sup>8)</sup>나 AASHTO 2002: 8.16.8.4<sup>29)</sup>에서 보면 ACI 318-95의 z 계수 방법을

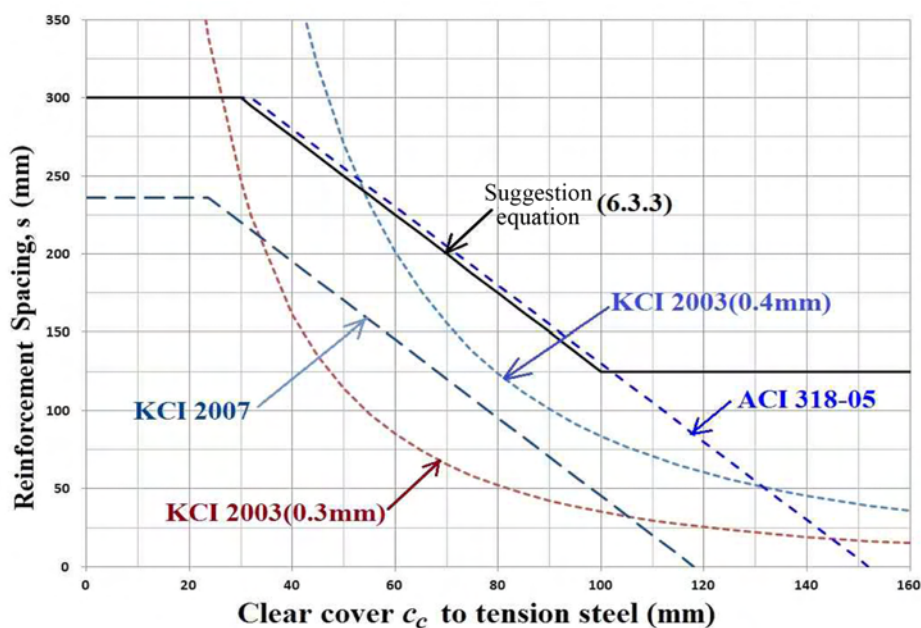


Fig. 7 Bar spacing versus clear cover for KCI 2003 and 2007 with ACI 318-05



적용하면서  $d_c$ 나 A 계산에서 순피복두께를 50 mm(2 in) 이상 고려할 필요는 없다고 규정하고 있다.

구조설계기준 2007: 5.4 최소 피복두께에서 최대 피복두께가 수중에 치는 콘크리트의 피복두께 100 mm이므로 이를 기준으로 만약에 피복두께가 100 mm 이상이어도 계산에서는 100 mm를 사용하도록 하면 설계상으로 100 mm 이상의 피복두께가 사용되더라도 현 구조설계기준과 같은 문제를 발생시키지 않을 것이다. 이렇게 순피복두께 100 mm까지 피복두께가 증가함에 따라 철근의 중심간격을 감소시키는 것은 ACI 318 위원회의 휨철근의 배치에 대한 근본적인 개념과 일치한다고 볼 수 있다.

위에서 언급한 제안방법을 근거로 순피복두께에 대해서 철근의 간격을 그리면 Fig. 7의 제안식 (6.3.3)과 같게 된다. 제안하는 관계식은 ACI 318-05와 매우 유사하지만 순피복두께에 대해서 상한값(100 mm)을 두어 설계상 구조적인 문제 등으로 순피복두께가 아무리 두꺼워져도 철근의 간격이 125 mm 이하가 되지 않도록 하였다.

구조설계기준 2007: 6.3.3 보 및 1방향 슬래브의 휨철근 배치 규정에 대해서 Fig. 7을 참고하여 앞에서 언급한 제안을 정리하면 다음과 같다.

## 6. 제안 : 구조기준 6.3.3 보 및 1방향 슬래브의 휨철근 배치

(1) 보 또는 한 방향으로만 휨응력을 저항하도록 철근이 배치된 1방향 슬래브는 휨균열을 제어하기 위하여 휨철근의 배치에 대한 이 6.3.3의 규정을 따라야 한다.

(2) 2방향 슬래브의 휨철근 배치는 10.6에 규정된 바에 따라야 한다.

(3) 휨인장철근은 6.3.3(4)에 규정된 바에 따라 부재 단면의 최대 휨인장영역 내에 배치되어야 한다.

(4) 콘크리트 인장연단에 가장 가까이 배치되는 철근의 중심간격  $s$ 는 아래 식 (6.3.3)과 식 (6.3.4)에 의해 계산된 값 중에서 작은 값 이하로 하여야 한다.

$$\text{제안식: } s = 375 \left( \frac{240}{f_s} \right) - 2.5c_c \quad (6.3.3)$$

$$\text{제안식: } s = 300 \left( \frac{240}{f_s} \right) \quad (6.3.4)$$

여기서,  $c_c$ 는 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소 두께인데, 계산에서 100 mm 이상을 고려할 필요는 없다. 철근이 하나만 배치된 경우에는 인장연단의 폭을  $s$ 로 한다.  $f_s$ 는 사용하중 상태에서 인장연단에서 가장 가까이에 위치한 철근의 응력으로 사용하중 휨모멘트에 대한 해석으로 결정하여야 하지만, 근사값으로  $f_y$ 의 60%를 사용할 수 있다.

(5) T형보 구조의 플랜지가 인장을 받는 경우에는 휨인장철근을 3.4.8에서 정의된 유효 플랜지 폭이나 경간의 1/10의 폭 중에서 작은 폭에 걸쳐서 분포시켜야 한다. 만

일 유효 플랜지 폭이 경간의 1/10을 넘는 경우에는 종방향 철근을 플랜지 바깥부분에 추가로 배치하여야 한다.

(6) 보나 장선의 깊이  $h$ 가 900 mm를 초과하면, 종방향 표피철근을 인장연단으로부터  $h/2$ 지점까지 부재 양쪽측면에 균일하게 배치하여야 한다. 이때 표피철근의 간격  $s$ 는 6.3.3(4)에 따라 결정하며, 여기서,  $c_c$ 는 표피철근의 표면에서 부재 측면까지 최단 거리이다. 개개의 철근이나 철망의 응력을 결정하기 위하여 변형률 적합조건에 따라 해석을 하는 경우, 이러한 철근은 강도계산에 포함될 수 있다.

## 7. 결 론

구조설계기준(2003, 2007)의 균열제어방법이 어떠한 연구들에 근거를 두어 제시되었는지 그 발달과정을 검토하였다.

사용응력 수준의 철근응력에서 발생하는 균열폭과 철근의 부식은 직접적인 관계가 없다는 것이 여러 연구(Gergely,<sup>17)</sup> Darwin,<sup>18)</sup> Oesterle<sup>19)</sup>)에 의해서 규명되었고, 상당히 분산된 실험자료를 근거로 그려진 Gergely-Lutz의 회귀곡선은 유사하게 그린 어떤 곡선으로도 Gergely-Lutz의 곡선만큼 역할을 할 수 있을 것이라는 ACI 318 위원회의 1999년 개정내용에 대한 질의에 대한 답변<sup>28)</sup>에서 알 수 있는 바와 같이 ACI 318의 균열제어 관계식[식 (12) 또는 (13)]은 실무에서 일반적으로 고려할 수 있는 철근 간격을 제시한 것(ACI 318-99: R10.6.4<sup>10)</sup>)으로, 이 직선식을 0.4 mm(0.016 in)를 기준으로 제시했다고 이해해서는 안 되며, 실제 ACI에서도 전혀 언급하지 않고 있다. 따라서 ACI 규정을 구조설계기준에서 받아들이면서 계수 (0.3/0.4)=0.75를 곱해서 제시하면서 구조설계기준 해설<sup>23)</sup>에서 ‘균열폭 0.3 mm를 기본으로 하여 철근의 간격을 표현’하였다 하였고, 이는 실제 ACI에서도 전혀 언급하지 않고 있다. 따라서 ACI 규정을 구조설계기준에서 받아들이면서 계수 (0.3/0.4)=0.75를 곱해서 제시하면서 구조설계기준 해설<sup>23)</sup>에서 ‘균열폭 0.3 mm를 기본으로 하여 철근의 간격을 표현’하면서 기존의 철근 간격에 대한 다른 규정들과 어떻게 충돌되는지를 검토하였고, 이를 해결하기 위해서는 어떻게 하여야 하는지 제안하였다. 제시한 새로운 균열제어식은 간단하면서도 명확하고 기존의 규정들과 충돌하지 않아 실무자들에게 발생할 수 있는 논란의 여지를 종식시킬 수 있을 것이다.

## 감사의 글

이 논문은 한국전력기술주식회사(KEPCO E&C) 진현균 차장의 질문으로 시작되었으며 이에 깊은 감사의 뜻을 전한다.

## 추 신

이 논문의 심사과정 기간 중에 콘크리트학회지 제24권 1호(통권 126호, 2012년 1월호)에 특집으로 “콘크리트구조기준의 개정 배경”에서 기준 식(6.3.3)에서  $(210/f_s)$  계수를  $(k_{cr}/f_s)$ 로 개정하고, 여기에서  $k_{cr}$ 은 구조물의 노출조건을 고

려한 계수로 건조환경에 노출되는 경우에는 280이고, 그 외의 환경에 노출되는 경우에는 210으로 제시하고 있다.

## 참고문헌

- Design and Control of Concrete Mixtures, *The Guide to Applications, Methods, and Materials*, PCA (Portland Cement Association), 15th Edition, 444 pp.
- Wight, J. K. and MacGregor, J. G., *Reinforced Concrete Mechanics and Design*, 6th Edition, Pearson Education, Inc., 2012, 1157 pp.
- Leet, K. and Bernal, D., *Reinforced Concrete Design*, Third Edition, McGraw-Hill Companies, 1997, 546 pp.
- 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준 해설, 기문당, 2003, 405 pp.
- ACI Committee 318-95, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)*, An ACI Standard, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan 48333-9094, 1995, 369 pp.
- Gergely, P. and Lutz, L., "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members," *Causes, Mechanism, and Control of Cracking In Concrete*, SP-20, ACI, 1968, pp. 87~117.
- American Concrete Institute, *Control of Cracking in Concrete Structures*, ACI 224R-01, Reported by ACI Committee 224, 2001.
- Canadian Standards Association (CSA) 2007, *Design of Concrete Structures*, CAN/CSA-A23.3-04, A National Standard of Canada, Approved July 2007, 214 pp.
- 국토해양부 제정 콘크리트구조설계기준, 한국콘크리트학회, 2007, 327 pp.
- ACI 318-99, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary*, An ACI Standard, Reported by ACI Committee 318, American Concrete Institute, 1999, 391 pp.
- Frosch, R. J., "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 3, 1999, pp. 437~442.
- Broms, B. B., "Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members," *ACI Journal, Proceeding*, Vol. 62, No. 10, 1965, pp. 1237~1255.
- Clark, A. P., "Cracking in Reinforced Concrete Flexural Members," *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 27, No. 8, 1956, pp. 851~862.
- Hognestad, E., "High-Strength Bars as Concrete Reinforcement-Part 2: Control of Flexural Cracking," *Journal, PCA Research and Development Laboratories*, Vol. 4, No. 1, 1962, pp. 46~63.
- Kaar, P. H. and Hognestad, E., "High-Strength Bars as Concrete Reinforcement-Part 7: Control of Cracking in T-Beam Flanges," *Journal, PCA Research and Development Laboratories*, Vol. 7, No. 1, 1965, pp. 42~53.
- Kaar, P. H. and Mattock, A. H., "High-Strength Bars as Concrete Reinforcement-Part 4: Control of Cracking in T-Beam Flanges," *Journal, PCA Research and Development Laboratories*, Vol. 5, No. 1, 1963, pp. 15~38.
- Gergely, P., "Role of Cover and Bar Spacing in Reinforced Concrete," *Significant Developments in Engineering Practice and Research: A Tribute to Chester P. Siess*, SP-75, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1981, pp. 133~147.
- Darwin, D. et al., "Debate: Crack Width, Cover, and Corrosion," *Concrete International*, Vol. 8, No. 5, 1985, pp. 20~35.
- Oesterle, R. G., "The Role of Concrete Cover in Crack Control Criteria and Corrosion Protection," PCA R&D Serial No. 2054, Portland Cement Association, 1997.
- MacGregor, J. G. and Wight, J. K., *Reinforced Concrete Mechanics and Design*, 4th Edition in SI Units, Pearson Prentice Hall, Inc., 2005, 1132 pp.
- ACI Committee 318-05, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)*, An ACI Standard, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan 48333-9094, 2005, 430 pp.
- KS D 3504:2011 철근콘크리트용 봉강, 지식경제부 제정, 2011, 30 pp.
- 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준 해설, 기문당, 2008, 523 pp.
- 이재훈, 홍건호, "2007년도 개정 콘크리트구조설계기준: 휨과 압축 및 균열제어," 콘크리트학회지, 19권, 4호, 2007, pp. 25~31.
- 이재훈, 김진근, "콘크리트구조설계기준(2007)에 따른 균열제어," 콘크리트 학회지, 20권, 6호, 2008, pp. 58~69.
- 민창식, 보슬래브 바닥판 종합설계, 구미서관, 2011, 285 pp.
- Nawy, E. G., "Proposed Revisions to Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)," Discussion on Section 10.6.4, *Concrete International*, 1999, pp. 318-10~318-12.
- Munshi, J., "Proposed Revisions to Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)," Discussion on Section 10.6.4, *Concrete International*, 1999, pp. 318-20~318-21.
- Committee Closure, "Proposed Revisions to Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)," Discussion on Section 10.6.4, *Concrete International*, 1999, pp. 318-37~318-38.
- Standard Specifications for Highway Bridges*, 17th, Published by the American Association of State Highway and Transportation(AASHTO), 2002, 797 pp.
- 민창식, 철근콘크리트공학, 구미서관, 2판 4쇄, 2011, 1017 pp.
- 국토해양부 제정 도로교설계기준, 한국도로교통협회, 2010, 602 pp.

**요약** 콘크리트구조설계기준(2003, 2007)의 균열제어방법이 어떠한 연구들에 근거를 두어 제시되었는지 그 발달과정을 검토하였다. 이러한 과정들을 근거로 현행 구조기준의 균열제어방법에 어떠한 문제점들이 발생할 수 있으며 이를 해결하기 위해서는 어떻게 하여야 하는지 제안하였다. 제시한 새로운 균열제어식은 간단하면서도 명확하고 기존의 규정들과 충돌하지 않아 실무자들에게 발생할 수 있는 논란의 여지를 종식시킬 수 있을 것이다.

**핵심용어** : 균열, 균열폭과 간격, 균열제어, 휨철근 배치, 콘크리트 내구성