

피복두께와 콘크리트 강도를 고려한 철근콘크리트 인장부재의 균열간격

김 우* · 이기열**

Kim, Woo*, Lee, Ki-Yeol**

Crack Spacing in RC Tension Members Considering Cover Thickness and Concrete Compressive Strength

ABSTRACT

This paper proposed a crack spacing calculation formulation which is an important parameter for calculating the crack width, that is the main factor for verification of serviceability limit states and durability performance evaluation of reinforced concrete members. The basic equation of average crack spacing is derived by considering the bond characteristics which is the governing equation for the analysis of cracking behavior in reinforced concrete members. In order to consider the effect of the cover thickness and concrete compressive strength, the crack spacing measured in 124 direct tensile tests performed by several researchers was analyzed and each coefficient was proposed. And, correlation analysis was performed from 80 specimen data where the maximum and average crack spacing were simultaneously measured, and a correlation coefficient that can easily predict the maximum crack spacing from the average crack spacing was proposed. The results of the proposed average crack spacing equation and maximum crack spacing correlation were compared with those current design code specification. The comparisons of proposed equations and the Korean design codes show that the proposed formulation for the average crack spacing and the maximum crack spacing improves the accuracy and reliability of prediction compared to the corresponding provisions of the Korean Concrete Structural Design Code and Korean Highway Bridge Design Code (Limit States Design).

Key words : Average crack spacing, Bond characteristics, Cover thickness, Maximum crack spacing, Serviceability limit states

초 록

이 연구는 철근콘크리트 부재에서 사용한계상태 검증 및 내구성능 평가의 요소인 균열폭을 계산하는데 중요한 변수가 되는 균열간격 계산식을 제안한 것이다. 철근콘크리트 부재의 균열거동 해석을 위한 지배방정식이 되는 부착특성을 반영하여 평균균열간격 기본식을 유도하고, 피복두께와 콘크리트 강도의 영향을 고려할 수 있도록 여러 연구자들이 수행한 124개의 직접인장실험에서 측정된 균열간격을 분석하여 각각의 계수를 제안하였다. 그리고, 최대 및 평균 균열간격이 동시에 측정된 80개의 실험체 자료로부터 상관관계 분석을 실시하여 평균균열간격으로부터 최대 균열간격을 간편하게 예측할 수 있는 상관계수를 제안하였다. 제안된 평균균열간격 계산식 및 최대균열간격 상관식에 대해서 현행 설계기준의 규정과 비교를 실시하였다. 비교 결과, 평균균열간격 및 최대균열간격에 대한 제안식은 콘크리트구조기준 및 도로교설계기준(한계상태설계법)의 해당 규정과 비교하여 예측의 정확성 및 신뢰도가 개선됨을 확인하였다.

검색어 : 평균균열간격, 부착특성, 피복두께, 최대균열간격, 사용한계상태

* 종신회원 · 전남대학교 토목공학과 교수 (Chonnam National University · wkim@jnu.ac.kr)

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

Received October 24, 2017/ revised December 12, 2017/ accepted February 5, 2018

1. 서론

균열간격은 균열폭으로 대표되는 철근콘크리트 휨부재의 사용 한계상태 설계와 사용성능 및 내구성능 검증에 중요한 역할을 한다. 휨모멘트 또는 인장력을 받는 철근콘크리트 부재에서 균열폭은 철근과 콘크리트의 변형량 Δl_s , Δl_c 의 차이와 균열간격 s_r 의 곱으로서, 역학적으로는 균열간격 내에서 부착에 의해 합성된 철근과 콘크리트의 변형률 ϵ_{sx} , ϵ_{cx} 차이에 대한 누적합으로 다음과 같이 정의한다.

$$w = s_r (\Delta l_s - \Delta l_c) = \int_0^{s_r} (\epsilon_{sx} - \epsilon_{cx}) dx \quad (1)$$

균열폭을 결정하는 두 변수의 절대적인 크기로 비교를 하면, 철근과 콘크리트의 변형률 차이보다는 균열간격의 영향이 지배적이라고 할 수 있다. 이와 같이 균열간격은 균열폭의 크기를 결정하는데 중요한 역할을 하기 때문에 강도설계법을 기반으로 하는 Korea Concrete Institute(2012)(이하 KCI 12)과 한계상태설계법을 기반으로 하는 Korea Road and Transportation Association(KHBDC) (2016)(이하 KHBDC)에서는 각각 균열간격을 산정할 수 있는 식을 규정하고 있다. 콘크리트구조기준에서는 부록 III 균열의 검증에서 평균균열간격 l_s 으로, 도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 콘크리트교편에서 최대균열간격 $l_{r,max}$ 으로 각각 다음과 같다.

$$l_s = 2c_c + 0.25 k_1 k_2 \frac{d_b}{\rho_e} ; \text{KCI 12} \quad (2a)$$

$$l_{r,max} = 3.4c_c + 0.425 k_1 k_2 \frac{d_b}{\rho_e} ; \text{KHBDC} \quad (2b)$$

여기서, c_c 는 최외단 인장철근의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소 피복두께(mm), k_1 은 부착특성에 따른 계수로서 이형철근은 0.8, 원형철근은 1.6이고, k_2 는 하중 형태에 따른 계수로서 휨모멘트를 받는 부재는 0.5, 직접인장력을 받는 부재는 1.0이며, d_b 는

인장철근의 지름(mm), ρ_e 는 콘크리트의 유효인장면적 A_{cte} 을 기준으로 한 철근비(= A_s/A_{cte})이다. 콘크리트 유효인장면적은 Fig. 1에 보인 것과 같이 부재 단면의 폭과 유효인장깊이 d_{cte} 의 곱으로 정의하는데, 여기서 유효인장깊이는 휨모멘트를 받는 부재에서는 $2.5(h-d)$ 와 $(h-x)/3$ 중 작은값으로 하고, 직접인장력을 받는 부재는 $2.5(h-d)$ 와 $h/2$ 중 작은값으로 한다.

그런데, 콘크리트구조기준에서는 균열폭 산정시에 균열폭 평가 계수 κ_{st} 를 함께 규정하고 있는데, 이 계수에 의하면 평균 균열폭을 계산할 때 1.0, 최대 균열폭을 계산할 때 1.7을 적용하도록 한다. 따라서, 최대 균열폭 계수인 1.7을 평균균열간격 Eq. (2a)에 곱하여 정리하면 최대균열간격인 Eq. (2b)가 된다. 따라서 현행 도로교설계기준(한계상태설계법)과 콘크리트구조기준은 동일한 개념의 균열간격 산정식 및 균열간격 상관관계를 규정하고 있다는 것을 확인할 수 있다.

Abrishami and Mitchell(1996), Broms(1965), Forth and Beeby (2014), Lee and Kim(2009) 등의 연구결과에 따르면 균열간격은 철근과 콘크리트의 부착특성 및 피복두께의 영향을 받는다고 알려져 있는데, 이러한 사실은 Eq. (2)에서도 확인할 수 있다. 즉, 우변의 첫 번째 항에서 피복두께의 영향을 반영하고 있으며, 두 번째 항에서 철근의 표면 형태에 따른 계수 k_1 과 부착전달길이 해석에 따른 d_b/ρ_e 와 상수에 의해 부착특성을 반영한다고 할 수 있다. 그런데, 이 식들은 CEB-FIP Model Code 1990(1990) 및 EUROCODE 2 (2002) 규정과 동일한 것이며, 실제 실험에서 측정된 균열간격과 비교하였을 때 상당한 차이가 발생한다고 보고되고 있다(Lee and Kim, 2009).

이 연구는 현행 설계기준에서 규정하고 있는 균열간격 산정식의 주요 변수인 피복두께와 부착특성의 영향을 재분석하여 정확성을 개선하는 것을 목적으로 한다. 이를 위하여 국내외 연구자들이 수행한 다양한 피복두께, 철근비 및 콘크리트 압축강도를 변수로 갖는 직접인장실험 자료의 분석과 설계기준에서 제시하는 부착특성 값을 반영한 부착전달길이 모델링을 통하여 평균균열간격 산정식을 수정하였다. 그리고, 실험에서 측정된 평균균열간격과 최대균열간격의 상관관계 분석을 통하여 최대균열간격 계수를 새롭게 도출하였다.

2. 균열간격 기본식

2.1 부착특성 모델링

균열간격은 철근과 콘크리트의 합성작용의 근간이 되는 부착특성으로부터 기본식이 유도된다. Fig. 2(a)에 보인 것과 같은 직접인장부재에 인장력 N_o 가 작용하면, 인장강도 f_d 에 도달한 콘크리트 단면에서 첫 균열이 발생하고, 이 균열면에서는 철근이 인장력을

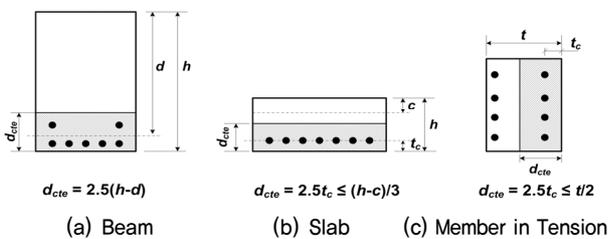


Fig. 1. Effective Concrete Tension Area

모두 부담한다. 균열이 발생한 이후에는 철근과 콘크리트의 부착특성에 따라 균열거동이 복잡하게 된다. 철근으로부터 콘크리트로 전달되는 부착응력 τ_x 에 의해 콘크리트가 작용하중의 일부를 부담하는데, 그 크기 N_{cx} 는 다음과 같다.

$$N_{cx} = \pi d_b \int_0^x \tau_x dx \quad (3)$$

이와 같은 콘크리트의 인장력 분담에 의해 Fig. 2(b)와 같이 철근의 응력과 변형률은 균열면에서 최대가 되고, 균열면으로부터 거리에 따라 점차 감소하여 콘크리트와 철근의 변형률이 같게 되는데 균열면으로부터 이 거리를 부착전달길이(bond transfer length) l_t 라고 한다. 작용하중이 계속 증가하면 부착전달길이를 넘어선 위치에서 새로운 균열이 계속 발생하는데, 이는 균열면으로부터 부착전달길이까지는 콘크리트로 전달되는 인장력이 상대적으로 낮아 인장강도에 도달하지 못하기 때문이다. 따라서 균열간격이 부착전달길이의 2배 미만이면 때까지 계속적으로 균열이 발생하게 되는데, 이때를 균열형성단계(crack formation stage)라고 한다. 이후 새로운 균열이 더 이상 발생하지 못하고 균열폭만 확장되는 상태가 되는데, 이러한 상태를 균열안정화단계(stabilized cracking stage)라고 한다.

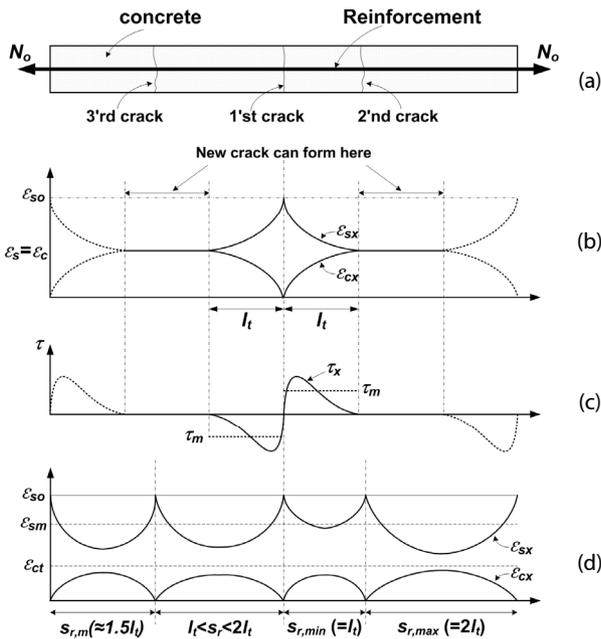


Fig. 2. Bond Stress and Strain Distribution of Axially Loaded RC Tension Members; (a) RC Tension Members (b) Strain Distribution of Crack Formation Stage (c) Bond Stress Distribution (d) Strain Distribution of Stabilized Cracking Stage

앞 절에서 설명한 바와 같이 사용하중상태 설계 및 사용성능 검증은 일반적으로 균열안정화단계에서 이뤄지는데, 이때의 부착전달길로부터 균열간격이 결정된다고 할 수 있다. 즉, 최소균열간격은 부착전달길이 l_t 가 되고, 최대균열간격은 $2l_t$ 가 되며, 평균균열간격은 산술적으로 두 간격의 중간값으로 간주할 수 있다. Fig. 2(c)에 보인 바와 같이 부착전달길이는 철근과 콘크리트의 부착특성으로부터 정의할 수 있는데, 실제 부착응력 분포는 철근과 콘크리트의 경계면에서 발생하는 미끄럼 특성과 부착강도에 따라 비선형 형태로 복잡하게 나타난다. 이 연구에서는 계산의 단순화를 위해 CEB-FIP Model Code 1990 (MC 90) 및 EUROCODE 2 (EC 2)에서 도입하고 있는 평균부착응력 개념을 이용하여 부착전달길이 l_t 를 모델링하였다. 부착전달길이 내에 분포하는 부착응력의 평균값을 τ_m 이라고 하면, Eq. (3)에 의해 철근으로부터 콘크리트로 전달되는 부착력의 합이 콘크리트 인장강도에 도달하였을 때 균열이 발생한다고 할 수 있다. 이를 수치적으로 표현하면 다음과 같다.

$$A_c f_{ct} = \pi d_b \int_0^{l_t} \tau_m dx = \tau_m \pi d_b l_t \quad (4)$$

여기서, A_c 는 콘크리트 인장 면적(mm^2), f_{ct} 는 콘크리트 인장강도 (MPa), d_b 는 철근의 지름(mm)이다.

Eq. (4)를 부착전달길이 l_t 에 대해서 정리하기 위하여 요소 전체 단면적에 대한 철근 단면적의 기하학적 비로서 정의되는 철근비 ρ 를 다음과 같이 변형할 수 있다.

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{\pi d_b^2}{4 A_c} \quad (5)$$

철근 지름항으로 변형시킨 Eq.(5)를 Eq. (4)에 대입하여 정리하면 부착전달길이 l_t 를 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$l_t = \frac{1}{4} \frac{f_{ct}}{\tau_m} \frac{d_b}{\rho} \quad (6)$$

그런데, 평균부착응력 τ_m 은 일반적으로 콘크리트 압축강도의 제곱근에 비례한다고 알려져 있는데, 이는 콘크리트의 인장강도 f_{ct} 항으로도 설명이 가능하다는 것을 의미한다. 이러한 배경에서 MC 90에서도 평균부착응력을 콘크리트 인장강도 항으로 정의하고 있는데, 이 연구에서는 MC 90에서 규정하고 있는 균열안정화단계에서의 평균부착응력 $\tau_m = 1.8 f_{ct}$ 를 이용하여 부착전달길이 Eq. (6)을 다음과 같이 간단하게 정리하였다.

$$l_t = \frac{1}{7.2} \frac{d_b}{\rho} \quad (7)$$

평균균열간격 $s_{r,m}$ 은 Eq. (7)로 정의되는 부착전달길이의 1.0배에서 2.0배 사이의 값이 되며, 작용하중 특성 및 철근 표면의 영향도 고려해야 한다. 따라서 이 연구에서는 부착전달길이 l_t 의 1.5배로 간주하고, 철근 및 하중 특성은 현행 설계기준에서 규정하는 계수들을 그대로 적용하여 부착특성을 고려한 평균균열간격 $s_{r,m}$ 을 다음과 같이 정의하였다.

$$s_{r,m} = 0.21 k_1 k_2 \frac{d_b}{\rho_e} \quad (8)$$

여기서, ρ_e 는 Eq. (1)에서 정의한 것과 같이 유효철근비로서 Eq. (7)의 유도에 적용된 직접인장부재가 아닌 휨부재에서 단면 깊이에 따라 인장응력이 변하는 영역에 적용할 수 있도록 인장 영역을 등가의 순수 인장부재로 변환한 것이다.

한편, Eq. (8)은 이전 설계기준인 콘크리트구조설계기준(2007)과 도로교설계기준(한계상태설계법)(2012)에서 규정했던 최대균열간격과 같은 형식인데, 이들 기준은 MC 90과 EC 2-Part II에서 규정하는 균열간격을 채택한 것이다.

$$l_{s,max} = s_{r,max} = \frac{d_b}{3.6 \rho_e} \quad (9)$$

2.2 피복두께의 영향

앞 절에서 제시한 부착특성과 함께 균열간격에 영향을 미치는 주요 변수로 콘크리트 피복두께가 있다. Kim(2000), Yun(1999), Lee(2001), Lee(1998), Hong(1999), Abrishami and Mitchell (1996), Deluce et al.(2014), Fields and Bishoff(2004), Goto (1971), Lorrain et al.(1998), Perera and Mutsuyoshi(2011) 등이 91개의 실험체에서 측정된 균열간격을 피복두께에 따라 도해한 Fig. 3을 살펴보면, 피복두께가 두꺼워질수록 평균균열간격이 비례하여 증가하는 것을 확인할 수 있다.

이와 같은 사실을 반영하여 현행 설계기준에서도 Eq. (2)와 같이 콘크리트 피복두께를 균열간격의 변수로 하고 있다. 그런데, Fig 4에 보인 바와 같이 이 식을 이용하여 계산한 최대 및 평균균열간격은 실제 실험 결과와 상당한 차이가 있음을 확인할 수 있다. 또한 균열간격을 주요 변수로 하는 균열폭 계산에 있어서도 이에 비례하여 오차가 발생할 수 있다.

이 연구에서는 균열간격 계산의 정확성을 높일 수 있도록 부착특성이 반영된 평균균열간격 Eq. (8)에 대해서 현행 설계기준의 규정

과 동일하게 피복두께 c_c 의 영향을 고려할 수 있도록 피복두께 계수 k_c 를 도입하여 다음과 같이 수정하였다.

$$s_{r,m} = k_c c_c + 0.21 k_1 k_2 \frac{d_b}{\rho_e} \quad (10)$$

Eq. (10)의 계수 k_c 를 결정하기 위하여 국내의 연구자들이 직접인장실험을 통해 측정된 균열간격 실측 자료들을 피복두께를 변수로 하여 통계 분석을 실시하였다. 분석에 사용된 실험 자료들은 횡방향균열이 다수 발생하여 평균균열간격 및 최대균열간격의 명확한 구별이 가능하다고 간주할 수 있는 길이가 1,000mm 이상인 실험체에서 측정된 값들이다.

앞 절에서 밝힌 바와 같이 균열간격은 부착특성과 피복두께를 포함한 많은 변수의 영향을 받으므로, 이 연구에서는 평균균열간격을 기준으로 하여 피복두께의 영향을 분석하였다. 분석에 사용된

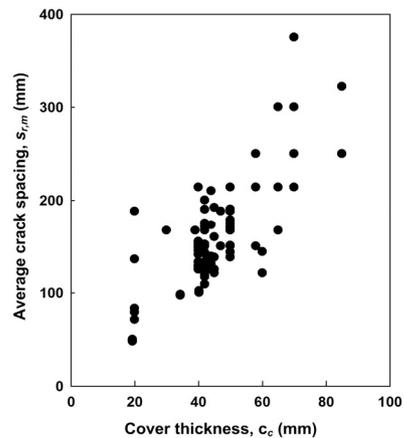


Fig. 3. Average Crack Spacing vs Cover Thickness from Various Test Results

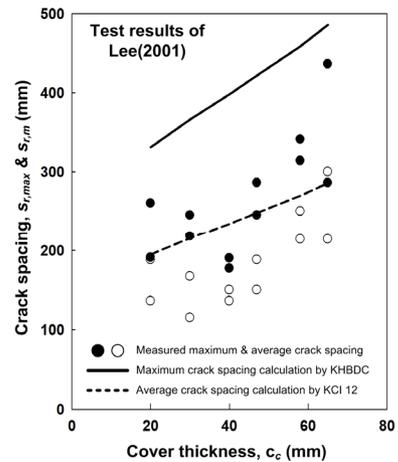


Fig. 4. Comparison of Measured and Predicted Crack Spacing

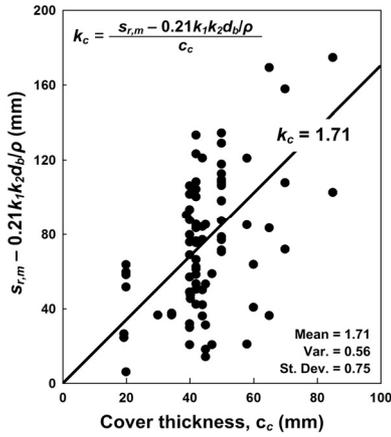


Fig. 5. Coefficient of Cover Thickness in Average Crack Spacing

평균균열간격들은 Fig. 3의 분석에 이용된 연구자들의 실험자료로서, 이들이 수행한 직접인장실험을 통해 120개의 실험체에서 측정된 것이다.

실측된 120개의 평균균열간격을 이용하여 피복두께 계수 k_c 를 결정하기 위하여 Eq. (10)을 k_c 의 항으로 정리한 후, 피복두께 c_c 를 변수로 하여 각 실험체 별 값들을 Fig. 5에 나타내었다. 이 그림을 살펴보면, 분석에 사용된 실험체들이 연구자별로 재료강도, 철근비 및 단면제원 등이 서로 다른 관계로 피복두께에 따른 계수값의 분산과 표준편차가 비교적 크게 발생함을 알 수 있다. 그러나, 이들 실험체에 적용된 변수들은 콘크리트 설계기준압축강도 f_{ck} 가 20~100MPa, 철근 항복강도 f_y 가 400~600MPa 및 철근비 ρ 가 1~3%의 범위에 있으므로 현실적인 설계 조건에 대부분 부합한다고 할 수 있다. 따라서 분석을 통해 결정된 평균값인 1.71을 이 연구에서 제안하는 평균균열간격 피복두께 계수 k_c 로 산정하였다.

2.3 콘크리트 강도의 영향

콘크리트 압축강도가 커질수록 부착응력이 균열면 또는 단부쪽으로 집중되면서 부착전달길이가 상대적으로 감소하기 때문에 균열간격이 보통강도 콘크리트와 비교하여 상대적으로 줄어든다고 알려져 있다(Kim et al., 2001). 이러한 사실을 확인하기 위하여 균열간격 분석에 사용된 실험자료들을 콘크리트 압축강도를 변수로 하여 Fig. 6에 정리하였다. 이 그림을 살펴보면 콘크리트 압축강도가 커질수록 평균균열간격이 감소하는 경향을 확인할 수 있으며, 이러한 사실은 (평균)균열간격의 정확한 예측을 위해서 콘크리트 압축강도의 영향도 고려해야 한다는 것을 확인하는 결과라고 할 수 있다. 특히 구조물 설계 시 고강도콘크리트의 적용이 크게 증가하고 있으며 사용성 및 내구성이 강조되고 있는 최근의 설계 동향에 의한다면, 콘크리트의 압축강도의 영향을 고려한 균열폭 검증은 더욱 중요하다고 할 수 있다.

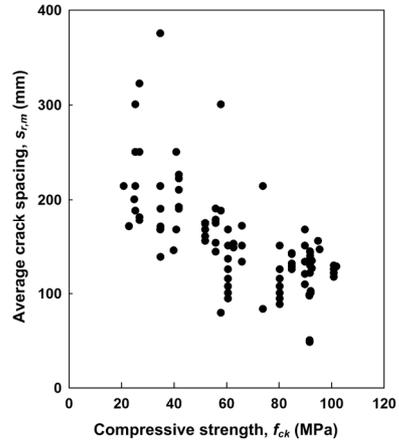


Fig. 6. Average Crack Spacing vs Concrete Compressive Strength from Various Test Results

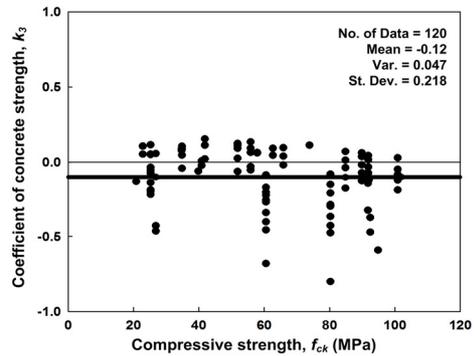


Fig. 7. Coefficient of Concrete Compressive Strength in Average Crack Spacing

이 절에서는 위에서 설명한 콘크리트 강도의 영향을 추가적으로 반영하기 위하여, Eq. (10)의 두 번째 항에 단위 강도(unit strength) 1MPa을 고려한 콘크리트 설계기준압축강도 f_{ck} 에 대해서 지수함수 형태의 무차원 콘크리트 강도계수 $k_3 = (f_{ck})^\alpha$ 를 도입하여 다음과 같이 수정하였다.

$$s_{r,m} = 1.71 c_c + 0.21 k_1 k_2 k_3 \frac{d_b}{\rho_c} \tag{11}$$

콘크리트 강도계수 k_3 를 결정하기 위하여 Fig. 6의 분석에 사용된 실험자료들을 그대로 이용하였다. 먼저 Eq. (11)을 변형하여 k_3 에 대해서 정리한 후, 이들 실험자료에 의한 평균균열간격과 피복두께 및 계수 k_1, k_2 를 대입하여 계산하였다. 그리고, Fig. 7에 정리한 것과 같이 이 값들로부터 콘크리트 설계기준압축강도에 따른 지수를 각각 계산한 후, 이 값들의 평균값을 산정하였다.

Fig. 7에 보인 분석결과에 의하면, 평균균열간격 계산을 위한 콘크리트 강도계수 k_3 를 결정하는 지수 α 는 표준편차 0.218, 분산

0.047를 갖는 평균값 -0.12로 결정되었다. 이 값은 앞 절에서 수행한 피복두께 계수 k_c 보다 통계적 오차가 상당히 감소하였다. 그리고 서로 다른 종류의 철근 항복강도, 피복두께 및 철근비를 포함한 실험결과와 분석으로부터 얻어진 결과임을 고려하면 평균균열간격 계산을 위한 Eq. (11)에 적용하는데 무리가 없을 것으로 판단된다.

$$k_3 = (f_{ck})^{-0.12} \quad (12)$$

3. 균열간격 상관관계

앞 절에서 유도한 균열간격은 철근과 콘크리트의 평균변형률 및 평균균열간격으로부터 계산되는 평균균열간격 $s_{r,m}$ 이다. 그런데, 사용성능 검증 및 사용한계상태 설계를 위해서는 최대균열폭을 이용하는 것이 일반적이므로 최대균열간격을 결정하는 것도 중요하다 할 수 있다. 이 연구에서는 최대균열간격에 대한 별도의 계산식을 제시하지 않는 대신에 콘크리트구조기준(2012)에서 규정하는 균열폭 평가지수 개념처럼 평균균열간격을 이용하여 최대균열간격을 산정할 수 있도록 하였다. 이를 위하여 앞 절의 방법과 동일하게 여러 연구자들이 수행한 직접인장실험에서 얻어진 최대 및 평균균열간격 실험자료를 이용하여 상관관계 분석을 실시하여 Fig. 8에 정리하였다. 상관관계 분석에 사용된 실험자료는 한 실험체에서 최대 및 평균균열간격을 모두 측정된 Kim(2000), Lee(1998), Hong(1999), Abrishami and Mitchell(1996), Lorrain et al.(1998) 등의 총 79개이다.

Fig. 8에 정리한 실측 균열간격의 상관관계 분석 결과에 의하면, 최대균열간격은 평균균열간격의 1.5배로 발생하고 있음을 확인할 수 있다. 그리고, 이 상관관계는 분산 0.065, 표준편차 0.255로서 비교적 정확한 예측이 가능하다고 할 수 있으므로, 이 연구에서는

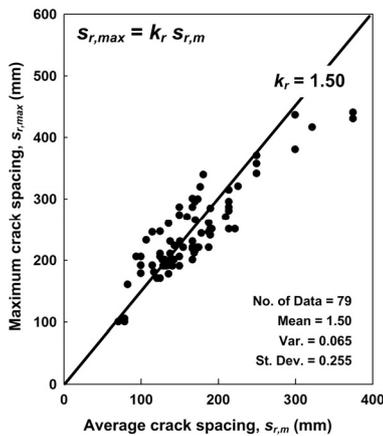


Fig. 8. Correlation Coefficient of Maximum and Average Crack Spacing

최대균열간격과 평균균열간격의 관계를 결정하는 상관계수를 1.5로 적용하였다.

$$s_{r,max} = 1.5 s_{r,m} \quad (13)$$

4. 균열간격 제안식 비교

이 연구에서는 평균균열간격의 정확한 예측을 위하여 부착특성과 피복두께 및 콘크리트 강도의 영향을 고려한 Eq. (11)과 이를 이용하여 최대균열간격을 예측할 수 있는 상관관계 Eq. (13)을 제안하였다. 이 식들에 대해서 평균균열간격으로 규정하는 콘크리트구조기준(2012)(KCI 12)과 최대균열간격으로 규정하는 도로교설계기준(한계상태설계법)(2016)(KHBDC)의 균열간격 식과 비교를 실시하였다. 앞 절의 분석에 사용된 실험자료들을 대상으로 하여 현행 설계기준 및 이 연구의 제안식으로 예측한 균열간격과 실험을 통해 측정된 균열간격의 비를 각각 계산한 후, 이들의 평균값 및 표준편차와 분산을 분석하여 Figs. 9 and 10에 각각 정리하였다.

평균균열간격을 분석한 Fig. 9를 살펴보면, 콘크리트구조기준의 평균균열간격 규정은 실험값의 약 1.4배 정도 과대평가하고 있는 것으로 나타났으며, 분산과 표준편차 또한 크게 나타나고 있음을 알 수 있다. 이와 다르게 이 연구에서 제안한 평균균열간격 Eq. (11)은 콘크리트구조기준과 비교하여 상대적으로 작은 분산과 표준편차에 의해 실험값을 약 1.2배 정도 크게 예측하지만, 정확성은

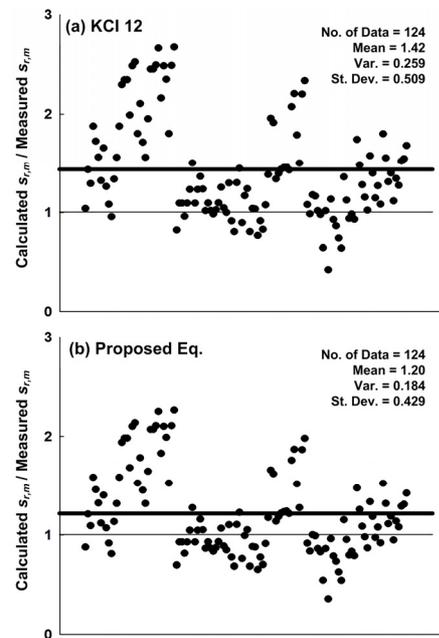


Fig. 9. Comparison of Proposed Model and Code Provision in Average Crack Spacing

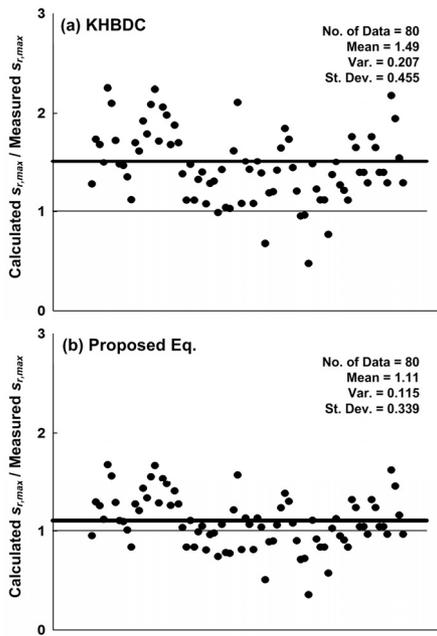


Fig. 10. Comparison of Proposed Model and Code Provision in Maximum Crack Spacing

현행 기준의 규정보다 개선되었다고 간주할 수 있다.

다음으로 최대균열간격을 분석한 Fig. 10을 살펴보면, 도로교설계기준(한계상태설계법)의 최대균열간격 규정은 평균균열간격과 마찬가지로 실험값을 약 1.5배 정도 과대평가하고 있으며, 분산과 표준편차 또한 크게 나타나고 있음을 확인할 수 있다. 이와 다르게, 이 연구에서 평균균열간격과의 상관관계로서 제안한 최대균열간격 Eq. (13)은 상대적으로 작은 분산과 표준편차로서 실험값의 약 1.1배 정도로 도로교설계기준(한계상태설계법) 보다 비교적 정확하게 예측하는 것으로 나타났다.

이상과 같은 분석에 따르면 균열간격 제안식은 현행 설계기준의 규정과 비교하여 분산과 표준편차가 개선된 예측이 가능하지만, 표준편차와 평균의 비로 정의되는 변동계수에는 변화가 없는 것으로 나타났다. 이러한 이유는 현행 설계기준에서 규정하는 균열간격식의 변수를 그대로 유지하면서, 다양한 변수를 포함하는 실험자료의 분석에 의한 피복두께와 콘크리트 강도의 영향에 대한 계수를 수정 또는 추가하였기 때문이라고 판단된다. 또한, 안전측 설계를 보장하는 현행 설계기준보다 균열간격을 과소평가하게 되지만, 사용한계상태 검증 중 균열폭 계산의 정확성과 설계 단면의 최적화에 따른 경제성 등을 개선할 수 있을 것으로 판단된다.

5. 결론

철근콘크리트 부재의 균열폭 계산에 중요한 역할을 하는 균열간

격에 대해서 부착특성에 의한 기본식을 유도하고, 연구자들이 수행한 직접인장실험 결과로부터 피복두께 및 콘크리트 강도의 영향을 분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 철근과 콘크리트의 평균부착응력과 평형조건을 이용하여 유도한 부착전달길이의 1.5배를 평균균열간격으로 정의하고, 현행 설계기준의 균열간격 규정과 동일하게 피복두께의 영향을 고려할 수 있도록 기본식을 구성하였다.
- (2) 여러 연구자들이 수행한 직접인장실험 결과에 의하면 균열간격은 피복두께가 두꺼워질수록 증가하고, 콘크리트 압축강도가 커질수록 감소하였으며, 평균균열간격과 최대균열간격은 일정한 상관관계가 있음을 확인하였다.
- (3) 실험결과와 통계분석을 통하여 피복두께와 콘크리트 압축강도의 영향을 고려할 수 있는 계수를 도입하여 평균균열간격 계산식을 제안하였고, 균열간격의 상관관계 분석을 통하여 평균균열간격으로부터 최대균열간격을 계산할 수 있는 상관계수를 함께 제안하였다.

References

Abrishami, H. H. and Mitchell, D. (1996). "Influence of splitting cracks on tension stiffening." *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 6, pp. 703-710.

Broms, B. B. (1965). "Crack width and crack spacing in reinforced concrete members." *ACI Journal*, Vol. 62, No. 9, pp. 1237-1256.

CEB-FIP (1990). "CEB-FIP model code 1990." Comite Euro-International du Beton, Thomas Telford.

Deluce, J. R. and Vecchio, F. J. (2013). "Cracking behavior of steel fiber-reinforced concrete members containing conventional reinforcement." *ACI Structural Journal*, Vol. 110, No. 3, pp. 481-490.

Deluce, J. R., Lee, S. C. and Vecchio, F. J. (2014). "Cracking model for steel fiber-reinforced concrete members containing conventional reinforcement." *ACI Structural Journal*, Vol. 111, No. 1, pp. 93-102.

European Committee for Standardization (2002). "EUROCODE 2 - design of concrete structures." European Committee for Standardization, Brussels.

Fields, K. and Bishoff, P. H. (2004). "Tension stiffening and cracking of high-strength reinforced concrete tension members." *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 4, pp. 447-456.

Forth, J. H. and Beeby, A. W. (2014). "Study of composite behavior of reinforcement and concrete in tension." *ACI Structural Journal*, Vol. 111, No. 2, pp. 397-406.

Goto, Y. (1971). "Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars." *ACI Journal*, Vol. 68, No. 4, pp. 244-251.

Hong, C. H. (1999). Development of Tension Stiffening Models for Steel Fibrous High Strength Reinforced Concrete and Its Application

- into Nonlinear Analysis, Dissertation of Ph.D., Kangwon University (in Korean).
- Kim, D. H. (2011). Cracking Behavior of Concrete by Rib Shapes of Reinforcement, Dissertation of M.S., Youngnam University (in Korean).
- Kim, W., Lee, K. Y. and Mun, I. (2001). "Bond characteristics and cracking behavior in high-strength concrete tensile members-modeling of bond characteristics." *Journal of the KSCE*, Vol. 21, No. 5-A, pp. 244-251 (in Korean).
- Korea Concrete Institute (2007). Concrete Structural Design Code, Kimoondang Publishing Co. Ltd. (in Korean).
- Korea Concrete Institute (2012). Design Specifications for Structural Concrete, Kimoondang Publishing Co. Ltd. (in Korean).
- Korea Road and Transportation Association (2012). Korean Highway Bridge Design Code(Limit States Design Method) (in Korean).
- Korea Road and Transportation Association (2016). Korean Highway Bridge Design Code(Limit States Design Method) (in Korean).
- Korean Institute of Bridge and Structural Engineers and Korea Bridge Design and Engineering Research Center (2015). Manual of Korean Highway Bridge Design Code(Limit States Design Method) (in Korean).
- Lee, B. H. (1998). An Experimental Study on the Tension Stiffening Effect of Reinforced Concrete Members, Dissertation of Ph.D., Hanyang University (in Korean).
- Lee, G. Y. (2001). A Study on the Influence of Cover Thickness on Tension Stiffening Behavior, Dissertation of M.S., Chonnam National University (in Korean).
- Lee, G. Y. and Kim, W. (2009). "Cracking and tension stiffening behavior of high-strength concrete tension members subjected to axial load." *Advances in Structural Engineering*, Vol. 12, No. 2, pp. 127-137.
- Lorrain, M., Maurel, O. and Seffo, M. (1998). "Cracking behavior of reinforced high-strength concrete tension ties." *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 5, pp. 626-635.
- Perera, S. V. T. J. and Mutsuyoshi, H. (2011). "Tension stiffening behavior of high-strength concrete tension members." *Annual Research Journal of SLSAJ*, Vol. 11, pp. 10-18.
- Rizkalla, S. H. and Hwang, L. S. (1984). "Crack prediction for members in uniaxial tension." *ACI Journal*, Vol. 81, No. 6, pp. 572-579.
- Russo, G. and Romano, F. (1992). "Cracking response of rc members subject to uniaxial members." *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 5, pp. 1172-1190.
- Yun, S. H. (1999). A Study on the Tension Stiffening Effect in High-Strength Concrete, Dissertation of M.S., Chonnam National University (in Korean).

Appendix

Researcher	Specimen	Compressive strength f_{ck} (MPa)	Bar diameter d_b (mm)	Cover thickness c_c (mm)	Measured crack spacing (mm)		Researcher	Specimen	Compressive strength f_{ck} (MPa)	Bar diameter d_b (mm)	Cover thickness c_c (mm)	Measured crack spacing (mm)		
					$S_{r,m}$	$S_{r,max}$						$S_{r,m}$	$S_{r,max}$	
Abrishami et al. (1996)	UC-10	34.9	16	39	167	200	Lee (1998)	H4-D22-A	56	22	50	143.6	223	
	UC-15		19.5	40	214	295		H4-D29-A		29		190.2	284	
	UC-20	90	11.3	40	375	430	Lee (2001)	N10-A	25.4	19	20	188	260	
	HUC-10		16	39	167	300		N10-B			20	136	191	
	HUC-15		10	40	500	750		N15-A			30	167	218	
Hong (1999)	L-A-0	21	19	20	79	105		N15-B			30	115	245	
	L-B-0			50	150	205		N20-A			40	136	177	
	L-C-0			70	214	250	N20-B	40	150	190				
	M-A-0	41		20	71	100	N25-A	47	188	245				
	M-B-0			50	167	220	N25-B	47	150	286				
	M-C-0			70	250	370	N30-A	58	214	314				
	H1-A-0	58		20	79	100	N30-B	58	250	341				
	H1-B-0			50	188	220	N35-A	65	300	436				
	H1-C-0			70	300	380	N35-B	65	214	286				
	H2-A-0	74		20	83	160	M10-A	20	125	205				
	H2-B-0			50	214	280	M15-A	30	115	191				
	H2-C-0			70	375	440	M15-B	30	94	205				
	Kim (2011)	N-CV-R		27	29	85	322	416	Lee (2001)	M20-A	60.7	19	40	100
N-CV-B		250	357				M20-B	40		100			178	
N-WA		177	319				M25-A	47		125			246	
N-WB		181	339				M25-B	47		100			205	
Lee (1998)	L3-D22-A	23	22	50	150.7	230	Lee (1998)	M30-A	42	10	45	192	250	
	L3-D29-A		29		170.7	265		M30-B			12	44	210	270
	L4-D22-A		22		170.4	215		M35-A			16	42	190	250
	L4-D29-A		29		170.4	265		M35-B			16	42	222	250
	M3-D22-A	35	22		190	240	Lorrain et al. (1998)	CA-10	42	20	40	226	320	
	M3-D29-A		29		169.2	211		CA-12			20	40	226	320
	M4-D22-A		22		170.2	295		CA-16NYS			20	40	226	320
	M4-D29-A	56	29		138.1	230	Lorrain et al. (1998)	CA-16HYS	52	10	45	160	270	
H3-D22-A	22		178.5	243	CA-20	20		40			226	320		
H3-D29-A	29		173.9	299	CB-10	20		40			226	320		

피복두께와 콘크리트 강도를 고려한 철근콘크리트 인장부재의 균열간격

Researcher	Specimen	Compressive strength f_{ck} (MPa)	Bar diameter d_b (mm)	Cover thickness c_c (mm)	Measured crack spacing (mm)		Researcher	Specimen	Compressive strength f_{ck} (MPa)	Bar diameter d_b (mm)	Cover thickness c_c (mm)	Measured crack spacing (mm)				
					$S_{r,m}$	$S_{r,max}$						$S_{r,m}$	$S_{r,max}$			
Lorrain et al. (1998)	CB-12	52	12	44	173	220	Deluce et al. (2013)	PC-200/30-S1	95	29.9	85.05	155	/			
	CB-16NYS		16	42	175	220		PC-200/30-S2	95.6			146	/			
	CB-16HYS		16	42	167	230	Goto (1971)	19mm	30			19	40	125	/	
	CB-20		20	40	155	220		32mm				32	44	125	/	
	CC-10	85	10	45	125	210	Lee (2001)	H10-A	80.4	19	20	125	/			
	CC-12		12	44	131	200		H10-B			20	100	/			
	CC-16NYS		16	42	128	200		H15-A			30	88	/			
	CC-16HYS		16	42	142	200		H15-B			30	88	/			
	CC-20	20	40	141	190	H20-A		40			94	/				
	CD-10	92	10	45	138	210		H20-B			40	88	/			
	CD-12		12	44	139	200		H25-A			47	115	/			
	CD-16NYS		16	42	143	200		H25-B			47	100	/			
	CD-16HYS		16	42	129	200		H30-A			58	115	/			
	CD-20	20	40	133	190	H30-B		58			150	/				
	CE-10	101	10	45	121	170		H35-A			65	115	/			
	CE-12		12	44	125	170		H35-B			65	107	/			
	CE-16NYS		16	42	125	70		Perera et al. (2011)			NSC30-D25	40	25	40	145	/
	CE-16HYS		16	42	117	180					NSC50-D25	56			153	/
	CE-20	20	40	129	190	HA80-D25	102		128	/						
		HA120-D25	125	126	/											
Fields et al. (2004)	15M	62.8	16	42	152	/	HA160-D25	145	116	/						
20M	19.5		40	148	/											
Deluce et al. (2013)	PC-50/10-S1	91.8	11.3	19.35	50	/	Yun (1999)	TS-N-1	25	16	42	200	/			
	PC-50/10-S2				48	/		TS-N-2				150	/			
	PC-80/10-S1	91.7			34.35	98		/				TS-N-3	150	/		
	PC-80/10-S2					97		/				TS-M-1	171	/		
	PC-100/20-S1	92.2	19.5	40.25	100	/		TS-M-2	66			150	/			
	PC-100/20-S2				102	/		TS-M-3				133	/			
	PC-150/20-S1	92.6			65.25	134		/	TS-H-1			90	109	/		
	PC-150/20-S2					126		/	TS-H-2				150	/		
	PC-150/30-S1	91.9	29.9	60.05	121	/		TS-H-3	133				/			
	PC-150/30-S2				144	/		TS-H-4	120				/			