

콘크리트구조설계기준(2007)에 따른 균열제어

Crack Control by Korea Structural Concrete Design Code(2007)



이재훈*
Jae-Hoon Lee



김진근**
Jin-Keun Kim

1. 머리말

콘크리트구조설계기준이 2007년도에 개정된 이후 균열제어 규정의 적용방법에 대한 문의를 받거나 규정의 적용결과에 대한 의견을 들으면서, 콘크리트구조설계기준(2007)¹⁾의 균열제어에 관련된 기준식의 배경, 특징, 적용방법, 해석 예제 등을 정리하여 제공한다면 실무기술자들에게 매우 큰 도움이 될 것이라는 생각을 하게 되었다. 또한 당시 콘크리트구조설계기준의 개정을 담당했었고, 특히 균열제어에 관련된 규정을 다룬 6장과 부록 V의 책임 집필자였던 저자들이 이와 같은 내용의 자료를 제공하는 것은 하나의 의무라고 생각되었다. 이 기술기사에서는 콘크리트구조설계기준(2007) 본문 6장의 균열검증 기준의 배경 및 정밀도와 부록 V의 균열검증 기준의 배경을 소개하고, 본문 6장과 부록 V의 우선순위 등 균열검증 기준의 적용체계를 설명하며, 부록 V에 따른 균열폭 해석 예제를 제공하고자 한다.

2. 균열검증 모델 및 균열제어 규정의 배경

2.1 균열검증 모델 개발의 접근 방법

콘크리트 구조물에 대한 설계기준의 양대 축을 이루고 있는 유럽과 미국의 경우를 살펴보면, 제 2차 세계대전 이전에는 콘크리트구조물의 설계에 허용응력설계법을 사용하여 유럽과 미국이 큰 차이가 없었다. 그러나 제 2차 세계대전 이후 콘크리트구조물에 대한 합리적인 설계법을 연구하는 과정에서 전쟁으로 경제력이 쇠약해진 유럽과 경제력이 크게 신장된 미국이 연구방법을 달리하였다. 유럽은 복잡한 거동을 보이는 강재(철근 및 긴장재)와 콘크리트의 합성구조에 대하여 재료단위의 특성과 합성거동 특성을 파악한 후, 역학을 적용한 해석방법을 개발하고 나서 소수

의 부재실험을 통하여 검증하고 수정하는 방법을 택하였다. 반면에 미국은 풍족한 연구비로 휨부재, 전단부재, 기동부재 등 부재 실험을 대대적으로 수행하여 부재단위의 실험식(휨강도식, 전단강도식, 처짐 계산식, 균열폭 계산식 등)을 개발하였다. 양쪽 모두 역학을 적용하고 실험을 수행한 점은 같으나, 유럽이 재료단위의 특성과 역학적용을 중시하는 반면, 미국은 부재단위의 실험과 경험식을 중시한다고 할 수 있다. 이에 따라 균열검증 모델의 경우에도, 미국은 실험 자료의 통계분석을 통한 경험적 모델을 기반으로 하고 있고, 유럽은 역학적 모델을 기반으로 하고 있다.

2.2 경험적 균열검증 모델

2.2.1 Karr와 Mattock의 경험적 균열폭 모델

1963년 Karr와 Mattock²⁾은 자신들의 실험 결과와 Hognestad의 실험 결과를 합쳐 모두 45개의 연단 표면 최대 균열폭 실험 자료를 기반으로 하여, 식 (1)의 인장연단 표면 최대 균열폭 계산모델을 제안하였다.

$$w = 0.115 \beta_c f_s^4 \sqrt{A} \times 10^{-3} \quad (\text{kip-in. 단위}) \quad (1)$$

이 모델은 기본적으로 두 가지의 변수, 즉 균열단면에 대한 탄성이론으로 계산된 인장철근의 응력 f_s 와 인장철근 1개당의 콘크리트 평균 유효 인장면적 A 를 주요변수로 하고 있다. β_c 는 균열폭을 계산하는 위치에서 중립축까지의 거리를 인장철근 중심에서 중립축까지의 거리로 나눈 비율로서, 인장철근 중심위치의 부재 측면 균열폭을 계산할 때는 1.0의 값을 갖는다.

2.2.2 Gergely와 Lutz의 경험적 균열폭 모델

1968년 Gergely와 Lutz³⁾는 Karr와 Mattock이 사용한 실험 자료에 Karr와 Hognestad, Clark, Rusch와 Rehm의 실험 자료를 추가하여 총 612개의 연단 표면 최대 균열폭 실험 자

* 정회원, 영남대학교 건설환경공학부 교수

jholee@yu.ac.kr

** 정회원, 한국과학기술원 건설및환경공학과 교수

료에 대한 통계분석 결과로 식 (2)의 인장연단 표면 최대 균열폭 계산모델을 제안하였다.

$$w = 0.076 \beta_c f_s \sqrt[3]{d_c A} \times 10^{-3} \text{ (kip-in. 단위) } \quad (2)$$

이 모델은 Karr와 Mattock이 택한 주요 변수 f_s 와 A 이외에 최외단 인장철근 중심에서 인장 연단 콘크리트 표면까지의 피복 두께 d_c 를 주요 변수로 추가하고 지수와 상수를 수정한 형태이다. 이 모델의 근간이 된 연단 표면 최대 균열폭 실험 자료 612개의 d_c 범위는 0.69~3.31 in.(17.5~84.1 mm)이지만, 대부분의 실험 자료(609개)는 d_c 가 2.5 in.(63.5 mm) 이하이고 단지 3개의 실험 자료만 3.31 in.(84.1 mm)의 d_c 값을 가지고 있으므로, 이 모델은 피복두께가 그리 두껍지 않은 실험 자료를 기초로 하여 만들어진 것이라고 할 수 있다.

2.2.3 균열지수 Z 를 통한 경험적 균열검증 모델(ACI 318-71)

균열지수 Z 를 통한 경험적 균열검증 모델은 1971년도 ACI 318 Code⁴⁾에 균열제어 규정을 도입하기 위하여 Gergely-Lutz 모델을 변형한 것이다. 즉 Gergely-Lutz 모델식을 나타내는 식 (2)는 우항 중 주요 변수 부분을 식 (3)과 같이 지수 Z 로 표현하고, 나머지 부분을 좌항으로 옮겨서 식 (4)와 같이 Z 값의 한계로 나타낼 수 있다. 이러한 변형된 모델에서는 사용하중을 받을 때의 철근 응력과 철근 배치형태에 따라 식 (3)으로 Z 값을 구하고, 선정된 허용균열폭에 따라 결정된 허용 Z 값(Z 값의 한계) 이내의 값인지를 확인하는 것으로 균열에 대한 검증을 수행한다.

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (3)$$

$$Z_{limit} = \frac{w_{allow}}{0.076 \beta_c \times 10^{-3}} \text{ (kip-in. 단위) } \quad (4)$$

ACI 318 위원회에서는 식 (4)에 β_c 의 대표값으로 1.2를 적용하고 노출상태에 대한 허용균열폭을 대입하여 Z 값의 한계를 결정하였다. 허용균열폭 w_{allow} 로는 옥내(내노출)에 0.016 in.(0.41 mm)를 택하고 옥외(외노출)에 0.013 in.(0.33 mm)를 택하여 Z 값의 한계로 각각 175 kips/in.(30 MN/m)와 145 kips/in.(25 MN/m)를 채택하였다. 이러한 방식의 균열검증은 1999년도에 철근간격을 통한 방식으로 개정될 때까지 1971년도 이후의 ACI 318 Code에 규정되어 있었다.

2.2.4 철근간격을 통한 Frosch의 경험적 균열검증 모델

Frosch⁵⁾는 1999년도에 Gergely-Lutz 모델식의 근간이 된

균열폭 실험 자료의 대부분이 d_c 가 2.5 in.(63.5 mm) 이하인 경우이므로, 근래의 설계경향으로 내구성 증진을 위하여 피복두께를 증가시키는 경우까지 이 모델을 적용하는 것은 문제가 있다는 것을 지적하면서 새로운 모델이 필요함을 주장하였다. 피복두께가 큰 경우에도 적용할 수 있는 모델로 Frosch는 2.3.1에 소개된 역학적 균열검증 모델을 대신하여 실무설계에 간단히 적용할 수 있도록 식 (5)와 (6)으로 결정되는 철근간격을 통한 경험적 균열검증 모델을 제시하였다. 식 (6)의 γ_c 는 철근의 부착성능에 관련된 상수로, 일반철근에는 1.0, 에폭시 도막철근에는 0.5의 값을 적용한다.

$$s = 12 \alpha_s \left(2 - \frac{d_c}{3 \alpha_s} \right) \leq 12 \alpha_s \text{ (kip-in. 단위) } \quad (5)$$

$$\alpha_s = \frac{36}{f_s} \gamma_c \text{ (kip-in. 단위) } \quad (6)$$

이 모델에 따른 검증은, 배근된 인장철근의 간격이 식 (5)와 (6)에 따라 결정된 최대허용 철근간격 이하인 경우 균열에 대하여 검증된 것으로 판정한다. Frosch는 이 경험적 모델의 정밀도와 오차경향에 대하여 2.3.1에 소개된 역학적 균열모델에 따른 균열폭 해석 결과와의 비교를 통하여 설명하였다.

2.2.5 ACI 318-99/05의 경험적 균열검증 모델

ACI 318 위원회는 Frosch의 경험적 균열검증 모델을 수정하여, 배근된 인장철근의 간격이 식 (7)과 (8) 중 작은 값인 최대허용 철근간격 이하이도록 1999년도에 ACI 318 Code⁶⁾를 개정하였다.

$$s = \frac{540}{f_s} - 2.5 c_c \text{ (kip-in. 단위) } \quad (7)$$

$$s = 12 \left(\frac{36}{f_s} \right) \text{ (kip-in. 단위) } \quad (8)$$

2005년도 ACI 318 Code⁷⁾에서는 2002년도의 개정으로 고정하중과 활하중에 대한 하중계수가 감소하여 사용하중상태에서의 철근 응력이 커졌지만, 철근간격을 줄일 필요까지는 없다는 판단으로 식 (7)과 (8)을 식 (9)와 (10)으로 개정하였다.

$$s = 15 \left(\frac{40,000}{f_s} \right) - 2.5 c_c \text{ (lb-in. 단위) } \quad (9)$$

$$s = 12 \left(\frac{40,000}{f_s} \right) \text{ (lb-in. 단위) } \quad (10)$$

또 개략적인 검토로 이 식의 철근응력 f_s 에 근사값을 사용할 때, 기준에는 철근 항복응력의 0.6배(항복강도가 60 ksi인 미국의 Grade 60 철근의 경우 36 ksi)를 적용할 수 있도록 한 것을 2005년도 ACI 318 Code에서는 철근 항복응력의 2/3(Grade 60 철근의 경우 40 ksi)를 적용하도록 하였다. 이것 또한 하중계수의 변화로 사용 하중상태에서의 철근 응력이 커지게 됨을 반영한 것이다.

2.3 역학적 균열검증 모델

2.3.1 Frosch의 역학적 균열모델

2.2.4에서 언급한 바와 같이 Frosch⁵⁾는, 피복두께가 큰 경우에도 Gergely-Lutz 모델식을 적용하는 것은 문제가 있고, 피복두께가 큰 경우의 실험 자료가 불충분하여 통계분석으로 경험적 균열폭 계산식을 만드는 것에 한계가 있으므로 역학적 균열검증 모델을 적용하는 것이 합리적임을 주장하였으며, 피복두께와 무관하게 적용할 수 있는 모델로 역학적 균열모델을 제시하였다.

이 모델에서는 식 (11)과 같이 균열폭 w 는 철근의 변형률 ϵ_s 와 균열간격 S_c 를 곱하여 구한다. 인장연단 표면 균열폭을 구하는 경우, 균열간격 S_c 는 식 (12)로 결정한다. 여기서 d_c 는 최외단 인장 철근 중심에서 인장 연단까지의 피복두께이고, s 는 인장철근의 수평 중심간격이며, Ψ_s 는 균열간격 계수로서 최소간격은 1.0, 평균간격은 1.5, 최대간격은 2.0을 적용한다. 따라서 인장연단 표면의 최대 균열폭은 2.0의 Ψ_s 와 β_c 를 적용하고 철근 변형률을 철근의 응력과 탄성계수로 표현한 식 (13)으로 계산할 수 있다.

$$w = \epsilon_s S_c \tag{11}$$

$$S_c = \Psi_s \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} \tag{12}$$

$$w = 2 \frac{f_s}{E_s} \beta_c \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} \tag{13}$$

Frosch⁵⁾는 Gergely-Lutz 모델의 개발에 사용된 실험 자료 중 ASTM A 306에 규정된 이형철근 표면형상에 부합하지 않는 독일 철근을 사용한 실험 자료(Rusch와 Rehm의 실험 자료)를 제외한 인장연단과 철근 위치의 측면의 최대 균열폭 실험 자료 각각 339개와 각 균열모델의 적용결과를 비교하였다. 그 중 Frosch의 역학적 균열모델과 Gergely-Lutz 모델식을 적용한 비교 결과는 <그림 1, 2>와 같다.⁵⁾

인장연단 표면 최대 균열폭에 대한 비교를 나타낸 <그림 1>은 Frosch의 역학적 균열모델과 Gergely-Lutz 모델식 중 어느 것이 더 실험 결과에 유사한지를 판정하기 어려우나, 철근 위치의 측면 최대 균열폭에 대한 비교를 나타낸 <그림 2>는

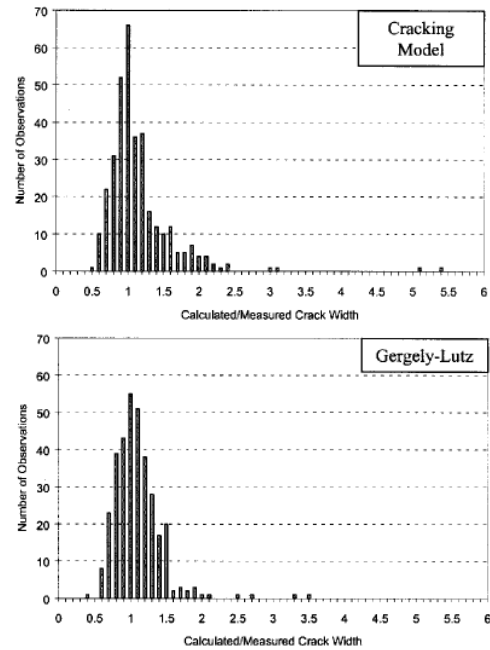


그림 1. 인장연단 표면 최대 균열폭에 대한 비교⁵⁾

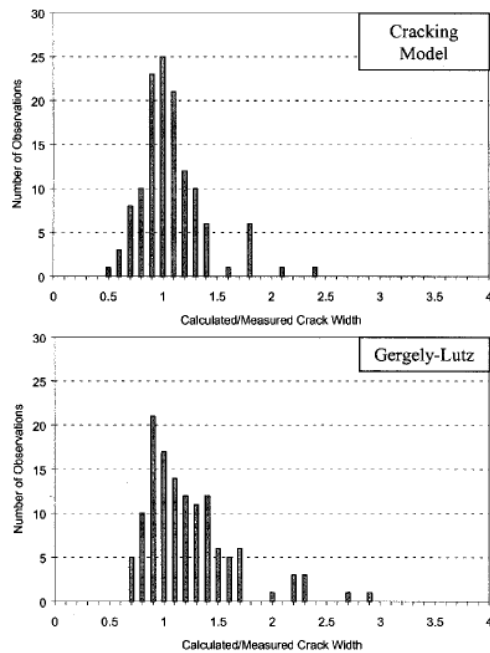


그림 2. 철근 위치의 측면 최대 균열폭에 대한 비교⁵⁾

Frosch의 역학적 균열모델이 Gergely-Lutz 모델식보다 더 실험 결과에 유사하다는 것을 나타낸다. 한편 <그림 1, 2>를 통하여 어떤 균열폭 예측모델을 적용하더라도 실험 결과에 대한 편차가 크다는 것을 알 수 있다.

2.3.2 CEB-FIP의 역학적 균열모델

유럽에서 만들어진 CEB-FIP Model Code 90⁸⁾은 영구하중(permanent load)에 대하여 균열을 검증하며, 식 (14)와 같이 변형률과 균열 간격 $l_{s,max}$ 를 곱하여 균열폭 w_k 를 구하는 역학적 균열모델을 채택하였다.

$$w_k = l_{s,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs}) \quad (14)$$

ε_{sm} 은 평균 철근 변형률이고 ε_{cm} 은 평균 콘크리트 변형률로서, 식 (14)의 우항 앞부분 $l_{s,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ 은 하중에 의하여 발생하는 균열폭을 의미한다. ε_{cs} 는 수축에 의한 콘크리트의 변형률로 건조수축 모델로 계산할 수 있으며, 식 (14)의 우항 뒷부분 $l_{s,max} (-\varepsilon_{cs})$ 는 건조수축에 의한 균열폭을 의미한다. 식 (14)의 우항 중 $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ 는 식 (15)로 계산하며, 식 (15)의 우항 중 ε_{sr2} 는 식 (16)으로 계산한다.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \varepsilon_{s2} - \beta \varepsilon_{sr2} \quad (15)$$

$$\varepsilon_{sr2} = \frac{f_{ctm}(t)}{\rho_{s,ef} E_s} (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) \quad (16)$$

$$\rho_{s,ef} f_{s2} > f_{ctm}(t) (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) \quad (17)$$

$$f_{ctm}(t) = 1.4 \left(\frac{f_{ck}}{10} \right)^{2/3} \quad (18)$$

또 식 (17)을 만족할 때는 균열 안정 상태(steady state), 만족하지 않을 때는 단일 균열 상태(first cracking state)로 구분하여, 각기 다른 식으로 균열 간격 $l_{s,max}$ 를 결정한 후 식 (14)에 적용한다. 여기서, 식 (16)과 (17)에 사용되는 $f_{ctm}(t)$ 는 균열이 나타난 시간 t 에서의 콘크리트 평균 인장강도로서, 설계에서는 t 로 재령 28일을 사용하여 식 (18)로 정의된다.

더 자세한 사항은 4.3에 설명되어 있다. 단, 4.3에 설명된 콘크리트구조설계기준 부록 V의 균열모델은 CEB-FIP Model Code 90과 동일하지만, 식 (16)과 (17)에 사용되는 콘크리트의 평균 인장강도 $f_{ctm}(t)$ 대신 파괴계수 $f_r(t)$ 를 사용한다는 것이 차이점이다. 이는 $f_{ctm}(t)$ 가 콘크리트구조설계기준에 정의되어 있지 않고, 균열모델이 실험 결과에 대한 편차가 크며, 이 변수가 민감하게 작용하지 않음을 고려하여 결정한 것이다.

한편 Frosch의 역학적 균열모델은 식 (11)과 같이 철근의 변형률 ε_s 에 균열간격을 곱하는데 비하여, CEB-FIP Model Code 90은 식 (14)와 같이 철근의 평균 변형률에서 평균 콘크리트 변형률을 뺀 $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ 형태라는 것이 특징인데, 이는 콘크리트의 인장강성 효과(tension stiffening effect)를 고려한

것이다.

유럽연합의 콘크리트구조설계기준인 Eurocode-2⁹⁾의 균열검증 모델도 이와 동일한 개념의 모델로서, CEB-FIP Model Code 78의 역학적 균열모델을 수정 보완한 것이다.

2.4 건조수축의 영향에 대한 균열검증 모델의 특징

균열검증 모델을 경험적 모델과 역학적 모델로 구분하는 것 외에, 건조수축 영향의 반영 방식에 따라서도 구분할 수 있다. 즉, 하중에 의한 균열과 건조수축에 의한 균열을 구분하여 계산하느냐, 아니면 하나의 계산법으로 결정하느냐의 차이로서, 이것은 모델 개발의 기본적 개념과 접근방식의 차이 때문이다.

Gergely와 Lutz의 균열모델과 같이 균열폭 실험 자료의 통계분석을 통하여 개발된 경험적 균열검증 모델은 건조수축에 의한 균열폭을 따로 계산하지 않는다. 이것은 미국 전역에서 수행된 균열 실험 결과에 건조수축의 영향이 포함되어 있기 때문이다. 즉, 균열에 대한 연구를 목적으로 제작한 실험체는 하중 재하 실험을 수행하기 전까지 콘크리트의 건조수축이 진행되어 철근에 의한 구속작용으로 단면에 인장응력이 작용하게 된다. 일반적으로 콘크리트 구조는 하중이 작용하기 전에도 이 구속 인장응력에 의하여 균열이 발생하기도 하며, 균열이 발생하지 않았더라도 실험체에 하중이 작용할 때 이 영향으로 균열이 더욱 빨리 진행되게 된다. 그러나 실험체에 발생한 건조수축 변형률이나 구속응력을 따로 측정하지 않고 하중 재하실험을 수행하는 경우, 측정된 균열폭에는 이 영향이 포함되어 있다고 할 수 있다. 따라서 균열폭 실험 자료의 통계분석을 통하여 개발된 경험적 균열검증 모델은 건조수축의 영향을 직접적으로 계산하지 않는 것이 일반적이다.

한편 CEB-FIP의 균열모델과 같이 유럽에서 개발된 모델은 역학적 모델로서 하중에 의한 부분과 건조수축에 의한 부분을 분리하여 계산하는 방식을 취한다. 반면에, Frosch의 역학적 균열모델은 역학적 모델임에도 불구하고 하중에 의한 부분과 건조수축에 의한 부분을 구분하지 않고, 하중에 의한 균열폭만을 계산한다. 이때 Frosch의 역학적 균열모델은 CEB-FIP의 균열모델과는 달리 콘크리트의 인장강성 효과(tension stiffening effect)를 무시하여, 철근의 변형률에서 콘크리트의 변형률을 빼지 않고 단순히 철근의 변형률 ε_s 에 균열간격을 곱한다. 따라서 논리적으로는 계산된 균열폭이 실제 하중만에 의한 균열폭보다 크게 계산되지만, 건조수축에 의한 균열폭을 따로 계산하지 않고 크리프의 영향도 고려하지 않으므로, 하중에 의한 균열폭 계산값에 건조수축의 영향이 반영되어 있고 크리프는 무시한 것이라고 할 수 있다.

3. 국내 과거 설계기준의 균열제어 규정

3.1 통합 이전 설계기준의 균열제어 규정

국내에서는 대한토목학회 제정 '철근콘크리트표준시방서 설계편' 1983년 개정판과 대한건축학회 1988년 제정 '극한강도설계법에 의한 철근콘크리트 구조계산 기준 및 해설'에 강도설계법이 도입되었다. 이때 두 설계기준은 모두 ACI 318의 균열 제어 규정과 동일하게 균열지수 Z 값이 한계값 이하이도록 규정하였으며, Z 의 한계값을 균열폭 0.40~0.41 mm(옥내, 내노출)에 해당하는 31,000 kgf/cm(건축)와 31,250 kgf/cm(토목), 균열폭 0.31~0.33 mm(옥외, 외노출)에 해당하는 24,000 kgf/cm(건축)와 25,850 kgf/cm(토목)로 하였다.

1988년에 철근콘크리트표준시방서 설계편의 하중계수와 강도감소계수를 개정된 후, 지하철 구조물에서 균열문제가 심각하게 대두되었다. 이에 따라 1996년에 다시 하중계수와 강도감소계수의 일부를 개정하였고, 또한 균열제어 규정을 강화하였다. 즉, 환경조건을 4가지로 구분하여 허용균열폭을 결정하고, 균열폭을 계산한 후 허용균열폭 이내로 설계하도록 하였다. 이때 허용균열폭은 일본의 설계기준과 유사하게 환경조건과 피복두께에 따라 결정하도록 하였으며, 균열폭 계산은 Gergely-Lutz 식을 적용하도록 하였다. 그 후 1999년에 건축분야와 토목분야의 설계기준을 통합하여 콘크리트구조설계기준¹⁰⁾을 제정하였다.

3.2 통합 이후 설계기준의 균열제어 규정

1999년도에 통합한 콘크리트구조설계기준¹⁰⁾을 제정하는 과정에서 균열제어 규정의 형태는 토목분야의 설계기준에 따랐다. 따라서 식 (19)의 Gergely-Lutz 식으로 계산된 균열폭이 허용균열폭 이하임을 검증하도록 하였다. 허용균열폭은 환경조건과 피복두께로 정하도록 하였으나, 건물의 허용균열폭(건조 환경의 경우 0.4 mm, 습윤 환경의 경우 0.3 mm)을 별도로 규정하였다.

$$w = 1.08 \beta_c f_s \sqrt[3]{d_c A} \times 10^{-5} \quad (\text{N-mm 단위}) \quad (19)$$

2003년도에는 수조 등과 같은 수밀성이 요구되는 구조물의 허용균열폭이 0.1 mm에서 0.2 mm로 상향조정되었다.¹¹⁾

4. 콘크리트구조설계기준(2007)의 균열제어 규정

4.1 균열제어 규정의 개정 배경 및 구성

콘크리트구조설계기준을 적용했던 10년의 경험으로 균열제어

규정이 과도하게 엄격한 것이 아니냐는 의문과 함께, 미국형의 균열폭 계산방식을 유럽의 기준과 유사한 형태인 일본형의 허용균열폭에 적용하는 것에 대한 합리성 여부에 논란이 있어 왔다. 한편 철근 부식에 대한 균열의 영향은 논란의 여지가 많았다. 이전에는 균열폭이 크면 철근의 부식이 더 빨리 진행되는 것으로 생각하였으나, 근래의 연구결과는 철근의 부식이 일반적인 사용하중 수준의 철근응력에서 발생하는 표면 균열폭과 직접적인 관계가 없는 것으로 나타나고 있다. 또 노출 실험으로 부식을 방지하는 데는 콘크리트의 품질, 적절한 다짐, 충분한 콘크리트 피복 등이 콘크리트 표면의 균열폭보다 더 중요하다고 알려졌다. 따라서 콘크리트구조설계기준(2007)은 균열에 대한 실무 설계자들의 책임과 부담을 경감시키고, 설계에서 합리적으로 균열을 제어할 수 있도록 개정하였다. 즉, 6.3.3의 규정으로 피복두께를 고려하여 철근 간격을 검토함으로써 구조물에 발생하는 균열을 제어하도록 하였다. 그러나 특별히 수밀성이 요구되거나 미관이 중요한 구조물의 균열 검토와, 시공 중 혹은 완공 후에 균열이 발생한 구조물에 대하여 균열 발생의 원인 및 그 유해성에 관한 검토가 필요할 때에는 부록 V(균열의 검증)에 따라 허용균열폭을 설정하고 검증할 수 있도록 하였다.

4.2 본문 6장(휨 및 압축)의 균열제어 기준

콘크리트 인장연단에 가장 가까이에 배치되는 철근의 중심간격 s 가 식 (20)과 (21)로 계산된 값 중에서 작은 값 이하로 하여야 한다(설계기준 6.3.3(4)). 여기서 c_c 는 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소 두께이며, 철근이 하나만 배근된 경우에는 인장연단의 폭을 s 로 한다.

$$s = 375 \left(\frac{210}{f_s} \right) - 2.5 c_c \quad (20)$$

$$s = 300 \left(\frac{210}{f_s} \right) \quad (21)$$

f_s 는 사용하중 상태에서 인장연단에서 가장 가까이에 위치한 철근의 응력으로 사용하중 휨모멘트에 대한 해석으로 결정하여야 하지만, 근사값으로 f_y 의 2/3를 사용하여도 좋다.

콘크리트구조설계기준 해설(2007)에서는 식 (20)과 (21)의 설계기준식이 균열폭 0.3 mm를 기준으로 한 것으로 표현하였으나, 이것은 간단한 정보를 제공하기 위한 표현이다. 좀 더 자세한 내용은 <그림 3>에 나타나 있다. <그림 3>은 철근응력 f_s 가 SD400 철근 항복강도의 2/3인 267 MPa, 1/2인 200 MPa, 1/3인 133 MPa 인 경우, Frosch의 역학적 균열모델을 적용한

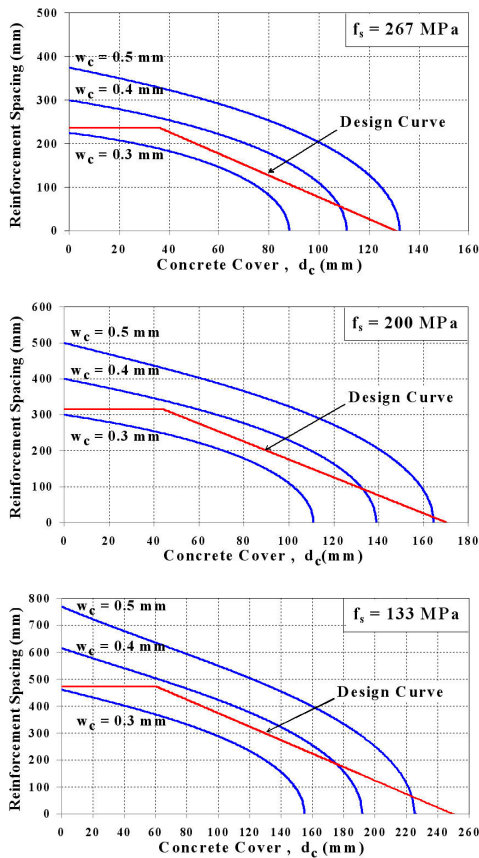


그림 3. 철근응력에 따른 허용 철근간격의 비교

결과와 식 (20)과 (21)의 설계기준식(D25 철근을 기준으로 한 것으로 철근지름에 따른 영향은 크지 않다)을 비교한 것이다. 그림 3에 나타난 바와 같이 철근의 응력수준과 무관하게 설계기준식은 Frosch의 역학적 균열모델을 기준으로 0.3~0.4 mm의 표면 균열폭(그림 1)과 같이 실제 균열폭은 편차가 크다)에 해당하며, 철근의 응력수준에 따라 허용 철근간격이 크게 다르다.

따라서 설계자는 간단한 검증을 위해서는 f_s 로 항복강도의 2/3를 사용할 수 있지만, 조금 번거롭더라도 철근의 응력을 계산하여 허용 철근간격을 결정하는 것이 정확한 결과를 얻는 방법임을 유의하여야 한다.

4.3 부록 V의 균열제어 기준

일반적인 설계에서 부록 V에 따라 검증할 때는 지속하중에 의한 균열폭이 환경조건에 따른 허용 균열폭<표 1>과 수처리 구조물의 허용 균열폭<표 2>이하임을 검증한다. 설계에서 지속 하중에 대하여 검토하는 이유는, 내구성에 영향을 주는 것은 장기간 노출되는 균열폭으로서 순간적인 활하중에 의하여 증가된

표 1. 콘크리트구조설계기준(2007)의 허용균열폭 w_a (mm)

강재의 종류	강재의 부식에 대한 환경조건			
	건조 환경	습윤 환경	부식성 환경	고부식성
철근	0.4 mm와 $0.006 t_c$ 중 큰 값	0.3 mm와 $0.005 t_c$ 중 큰 값	0.3 mm와 $0.004 t_c$ 중 큰 값	0.3 mm와 $0.0035 t_c$ 중 큰 값
프리스트레싱 긴장재	0.2 mm와 $0.005 t_c$ 중 큰 값	0.2 mm와 $0.004 t_c$ 중 큰 값	-	-

t_c 는 최외단 주철근의 표면과 콘크리트 표면사이의 콘크리트 피복두께(mm)

표 2. 수처리 구조물의 허용균열폭

	휨 인장 균열(mm)	전 단면 인장 균열(mm)
오염되지 않은 물 ⁽¹⁾	0.25	0.20
오염된 액체 ⁽²⁾	0.20	0.15

- (1) 음용수(상수도) 시설물
- (2) 오염이 매우 심한 경우 발주자와 협의하여 결정

균열폭은 하중이 제거되면 회복되어 균열폭이 감소하기 때문이다. 그러나 설계 이외의 목적으로 균열폭을 계산하고자 할 때는 검토대상 하중에 대하여 수행하며, 장기하중 또는 단기하중 여부를 판정하여 적용한다.

균열폭은 식 (22)로 계산한다. 여기서, $l_{s,max}$ 는 철근과 콘크리트 사이에 미끄럼이 발생하는 길이로서 균열 간격과 같으며, ϵ_{sm} 은 $l_{s,max}$ 내의 평균 철근 변형률, ϵ_{cm} 은 $l_{s,max}$ 내의 평균 콘크리트 변형률, ϵ_{cs} 는 수축에 의한 콘크리트의 변형률로 콘크리트구조설계기준 2장에 따라 $\epsilon_{sh}(t, t_s)$ 로 구할 수 있다.

$$w_k = l_{s,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} - \epsilon_{cs}) \tag{22}$$

식 (22)로 균열폭을 계산할 때, 단일 균열 상태(first cracking state)와 균열 안정 상태(steady state)로 구분하여 $l_{s,max}$ 를 결정한다. 단일 상태 균열(first cracking)은 인장응력에 의하여 부재에 처음 발생하는 균열을 의미하며, 안정 상태 균열(steady state cracking)은 균열이 다수 발생한 후 안정화되어 균열수가 더 이상 증가되지 않고 균열폭만 커지는 상태의 균열을 의미한다. 균열이 안정 상태에 도달하였는지 여부는 식 (23)으로 검토하며, 식 (23)을 만족하지 않으면 단일 균열 상태로 가정한다.

$$\rho_{s,ef} f_{s2} > f_r(t)(1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) \tag{23}$$

여기서 $f_r(t)$ 는 균열이 나타난 시간 t 에서의 콘크리트의 파괴계수로서 설계에서는 제령 28일을 사용하여 식 (24)로 계산한다. α_e 는 콘크리트의 초기접선탄성계수를 기본으로 한 탄성

계수비로서 식 (25)로 계산하며, 콘크리트의 초기접선탄성계수는 설계기준 2장과 3장의 규정에 따라 식 (26)으로 계산한다.

$$f_r = 0.63 \sqrt{f_{ck}} \quad (24)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{ci}} \quad (25)$$

$$E_{ci} = \frac{E_c}{0.85} = 10,000 \sqrt[3]{f_{cu}} = 10,000 \sqrt[3]{f_{ck} + 8} \quad (26)$$

이 때 식 (25)는 사용하중(단기하중, 순간하중)에 대한 균열폭을 계산할 때 사용한다는 것에 유의하여야 한다. 부록 V에 특별한 언급은 없으나, 지속하중(장기하중)에 대한 균열폭을 계산할 때에는 크리프의 영향을 고려하여야 하므로, 콘크리트구조설계기준 2장에 따라 크리프계수 $\phi(t, t')$ 를 결정하고 식 (27)과 (28)에 따라 α_e 를 구하여야 한다. 식 (28)로 구한 장기 탄성계수비 α_e 는 식 (23), (32), (34) 뿐만 아니라, 지속하중(장기하중)에 의한 균열 단면의 중립축과 철근의 응력을 구하기 위한 균열환산단면을 결정할 때에도 사용한다.

$$E_{c,ef} = \frac{E_{ci}}{1 + \phi(t, t')} \quad (27)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,ef}} \quad (28)$$

식 (23)의 f_{s2} 는 균열이 발생한 부위의 철근 응력이며, $\rho_{s,ef}$ 는 유효 철근비로서 식 (29)로 결정한다. 유효 철근비를 결정할 때 사용되는 유효 인장면적 $A_{c,ef}$ 는 일반적으로 인장 철근 주위의 콘크리트 면적으로서, 식 (30)에 따라 결정된 유효단면적의 깊이 $h_{c,ef}$ 에 단면의 폭을 곱하여 계산한다. 여기서 h 는 단면의 전체 깊이, d 는 단면의 유효 깊이, x 는 탄성이론으로 계산되는 균열단면의 중립축의 깊이이다. 식 (23)에서 계산을 간편하게 하기 위하여 $(1 + \alpha_e \rho_{s,ef})$ 를 1.0으로 할 수 있다.

$$\rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}} \quad (29)$$

$$h_{c,ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.5(h - d) \\ (h - x)/3 \end{array} \right. \quad (30)$$

식 (23)을 만족하는 안정 상태의 균열 간격 $l_{s,max}$ 은 식 (31)로 결정하며, 식 (23)을 만족하지 않는 단일 균열 상태의 균열 간격 $l_{s,max}$ 은 식 (32)로 결정한다. 여기서, d_b 는 철근의 지름이나 다발 철근의 등가 지름이며, τ_{bk} 는 평균 부착응력의

표 3. 이형철근에 대한 β 와 τ_{bk} 의 값

	단일 상태 균열		안정 상태 균열	
	β	τ_{bk}	β	τ_{bk}
사용하중	0.6	$1.8f_r(t)$	0.6	$1.8f_r(t)$
지속하중	0.6	$1.35f_r(t)$	0.38	$1.8f_r(t)$

하한값으로 <표 3>의 값을 취한다.

$$l_{s,max} = \frac{d_b}{3.6\rho_{s,ef}} \quad (31)$$

$$l_{s,max} = \frac{f_{s2}}{2\tau_{bk}} \frac{d_b}{1 + \alpha_e \rho_{s,ef}} \quad (32)$$

식 (22)에 따라 균열폭을 계산할 때, 평균 변형률은 식 (33)으로 계산한다. 여기서, ϵ_{s2} 는 균열이 발생한 부분의 철근 변형률로 균열환산단면에 대한 탄성이론으로 계산한다. ϵ_{sr2} 는 $A_{c,ef}$ 내에 $f_r(t)$ 와 같은 응력을 유발하는 하중이 작용하는 상태에서 균열이 발생한 부분의 철근 변형률로, 식 (34)로 결정한다. 만약 시공 이음 내와 같이 내력이 이 응력보다 작거나 같으면 ϵ_{sr2} 와 ϵ_{s2} 는 동일한 값을 가진다. β 는 $l_{s,max}$ 내에서 평균 변형률을 평가하기 위한 경험적인 계수이며, <표 3>의 값을 취한다.

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \epsilon_{s2} - \beta \epsilon_{sr2} \quad (33)$$

$$\epsilon_{sr2} = \frac{f_r(t)}{\rho_{s,ef} E_s} (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) \quad (34)$$

4.4 본문 6장과 부록 V의 균열제어 기준의 특징 및 적용

콘크리트구조설계기준(2007)에서는 균열검증 기준으로 본문 6장과 부록 V를 규정하고 있다. 본문 6장의 규정은 경험적 모델을 기본으로 한 것으로서 설계에서 간편히 적용할 수 있는 장점이 있는 반면, 표면 균열폭을 0.3~0.4 mm 이하로 제어하므로 피복두께가 두꺼운 경우에는 철근을 배근하기 매우 어려운 상황이 될 수 있다. 한편 부록 V의 규정은 <표 4>에 나타난 바와 같이 매우 다양한 조건에 대하여도 적용이 가능하며, 표면의 허용 균열폭이 피복두께에 비례하여 피복두께가 두꺼운 경우에도 철근배근이 용이한 특징이 있다. 한편 콘크리트구조설계기준(2007) 본문 4장에서 일반적인 설계에는 본문 6장의 규정을 적용하지만 필요한 경우에는 부록 V의 규정을 적용할 수 있도록 하였으므로, 설계자들은 본문 6장과 부록 V의 특징을 감안하여 필요에 따라 적용하는 것이 실무설계에 도움이 될 것이다.

표 4. 본문 6장과 부록 V의 균열제어 기준 및 모델 비교

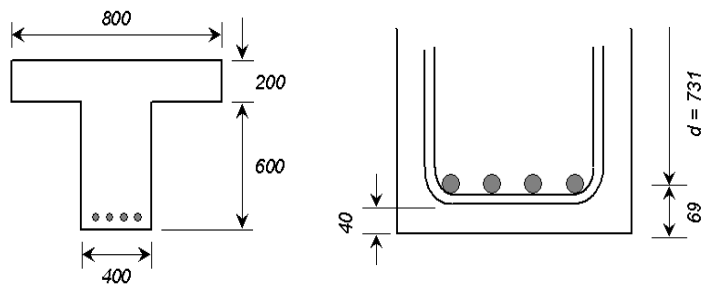
	본문 6장의 균열 기준	부록 V의 균열 기준 및 모델
설계할 때의 하중	사용하중	지속(장기)하중
크리프 영향	반영하지 않음 (경험적으로 포함됨)	크리프계수를 이용한 장기 유효탄성계수로 고려
건조수축 영향	분리 계산 불가능	분리 계산 가능
표면 허용 균열폭	피복두께와 무관 0.3~0.4 mm	0.3~0.4 mm 이상으로 피복두께에 비례
두꺼운 피복 두께의 경우	최대허용 철근간격 감소로 규정이 매우 엄밀함	허용균열폭 증가로 피복 두께와 무관하게 관대함
설계 이외의 적용	적용할 수는 있으나 철근간격으로 규정하고 있고 경험적 모델이므로 적용이 용이하지 않음	수밀성, 미관에 대한 균열 검토와 시공 중, 완공 후 발생한 균열의 원인과 유해성 검토에 적용
설계 이외에 적용할 때의 하중	적용할 수는 있으나 적용이 용이하지 않음	지속(장기)하중과 사용(단기)하중 등 모든 하중

5. 부록 V에 따른 균열폭 해석 예제

이 장은 CEB-FIP textbook¹²⁾을 참조하여 작성한 콘크리트구조설계기준(2007) 부록 V에 따른 균열폭 해석 예제로서, 다음 세 부분으로 구성되어 있다. 아래 조건에서, (1) 설계목표 수명 75년 후의 건조수축 변형률과 크리프 계수, (2) 75년 동안 건조수축이 진행된 후, 사용(단기)하중으로 휨모멘트 500 kN-m가 작용하는 경우의 균열폭, (3) 75년 동안 고정하중과 활하중의 20%가 지속(장기)하중으로서 휨모멘트 340 kN-m가 작용하는 경우의 균열폭. 참고로, 각 지역의 연평균 기온과 연평균 상대습도는 기상청 홈페이지에서 얻을 수 있고 설계목표 수명은 구조물 별로 선정할 수 있으나, 특별한 자료가 없다면 설계자가 가정하여 설계를 수행할 수 있을 것이다.

·단면 및 조건 :

- T형 단면, D13 철근의 U형 스테리프 사용,
- f_{ck} =27 MPa, 4-D32 인장철근,
- f_y =400 MPa,
- 물/시멘트비 0.4, 슬럼프 120 mm,
- 잔골재율 0.45,
- 공기량 5%, 1종 시멘트,
- 단위 시멘트량 350 kg/m³
- 콘크리트 타설 후 7일(t_s)간 습윤 양생,
- 재령 14일(t')에 동바리 및 거푸집 제거,
- 연평균 온도 16 °C,
- 연평균 상대습도(RH) 60 %,



고정하중 휨모멘트, $M_D=300$ kN-m

활하중 휨모멘트, $M_L=200$ kN-m

[예제 1] 75년 후의 크리프계수와 건조수축 변형률

(1) 크리프계수

(가) 20°C 기준의 크리프계수

단면적 $A_c = 400,000$ mm², 단면둘레 $u = 3,200$ mm

$$h = \frac{2A_c}{u} = 250 \text{ mm}$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - 0.01RH}{0.10 \sqrt[3]{h}} = 1 + \frac{1 - 0.01(60)}{0.10 \sqrt[3]{250}} = 1.635$$

$$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 35 \text{ MPa}$$

$$\beta(f_{cu}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cu}}} = \frac{16.8}{\sqrt{35}} = 2.840$$

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1 + (t')^{0.2}} = \frac{1}{0.1 + (14)^{0.2}} = 0.557$$

$$\phi_o = \phi_{RH} \beta(f_{cu}) \beta(t') = 1.635(2.840)(0.557) = 2.586$$

$$\beta_H = 1.5 [1 + (0.012RH)^{18}] h + 250$$

$$= 1.5 [1 + (0.012 \times 60)^{18}] (250) + 250$$

$$= 626 \leq 1500 \text{ (일)}$$

$$\beta_c(t-t') = \left[\frac{(t-t')}{\beta_H + (t-t')} \right]^{0.3}$$

$$= \left[\frac{(75 \times 365 - 14)}{626 + (75 \times 365 - 14)} \right]^{0.3} = 0.993$$

$$\phi(t, t') = \phi_o \beta_c(t-t') = 2.586(0.993) = 2.57$$

(나) 16℃ (보정 후) 일 때의 크리프계수

① 양생온도 및 시멘트 종류에 따른 보정계수

$$\begin{aligned} t_T' &= \sum_{i=1}^n \Delta t_i \exp\left(-\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} + 13.65\right) \\ &= \sum_{i=1}^1 14 \times \exp\left(-\frac{4000}{273+16} + 13.65\right) = 11.57 \end{aligned}$$

$\beta(t')$ 에 적용할 t' 결정 : 1종 시멘트인 경우, $\alpha = 0$

$$\begin{aligned} t' &= t_T' \left[\frac{9}{2+(t_T')^{1.2}} + 1 \right]^\alpha \\ &= 11.57 \left[\frac{9}{2+(11.57)^{1.2}} + 1 \right]^0 = 11.57 \geq 0.5 \text{ (일)} \end{aligned}$$

② 작용응력의 크기에 따른 보정계수

1종 시멘트 습윤 양생인 경우, $\beta_{sc} = 0.35$

$$\begin{aligned} \beta_{cc}(t') &= \exp\left[\beta_{sc} \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t'}}\right)\right] \\ &= \exp\left[0.35 \left(1 - \sqrt{\frac{28}{14}}\right)\right] = 0.865 \end{aligned}$$

$$f_{cu}(t') = \beta_{cc}(t') f_{cu} = 0.865(35) = 30 \text{ MPa}$$

선형 크리프 기준, $0.4 f_{cu}(t') = 0.4(30) = 12 \text{ MPa}$

[예제 2]의 (4)에서, 균열 단면의 중립축 및 단면 2차 모멘트,

$$y_o = 166 \text{ mm}, I_{cr} = 7.429 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

지속하중 휨모멘트 $M_{sust} = 340 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 이 단기하중으로 작용할 때의 콘크리트 압축연단 응력 f_c 는,

$$f_c = \frac{M_{sust} y_o}{I_{cr}} = \frac{340 \times 10^6 (166)}{7.429 \times 10^9} = 7.6 < 12 \text{ MPa}$$

선형 크리프이므로 작용응력의 크기에 따른 보정 필요 없음.

③ 온도 변화에 따른 보정계수

$$\begin{aligned} \phi_T &= \exp[0.015(T-20)] = \exp[0.015(16-20)] \\ &= 0.942 \end{aligned}$$

(가)에서, $\phi_{RH} = 1.635$, $\beta_H = 626$, $\beta(f_{cu}) = 2.840$

$$\begin{aligned} \phi_{RH,T} &= \phi_T + (\phi_{RH} - 1.0)\phi_T^{1.2} \\ &= 0.942 + (1.635 - 1.0)(0.942)^{1.2} = 1.533 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_{H,T} &= \exp\left[\frac{1500}{273+T} - 5.12\right] \beta_H \\ &= \exp\left[\frac{1500}{273+16} - 5.12\right] (626) = 672 \end{aligned}$$

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1 + (t')^{0.2}} = \frac{1}{0.1 + (11.57)^{0.2}} = 0.577$$

$$\phi_o = \phi_{RH,T} \beta(f_{cu}) \beta(t') = 1.533(2.84)(0.577) = 2.512$$

$$\begin{aligned} \beta_c(t-t') &= \left[\frac{(t-t')}{\beta_{H,T} + (t-t')} \right]^{0.3} \\ &= \left[\frac{(75 \times 365 - 14)}{672 + (75 \times 365 - 14)} \right]^{0.3} = 0.993 \end{aligned}$$

③ 보정 후 크리프계수

$$\begin{aligned} \phi(t, t') &= \phi_o \beta_c(t-t') + 0.0004(T-20)^2 \\ &= 2.512(0.993) + 0.0004(16-20)^2 = 2.50 \end{aligned}$$

(2) 건조수축 변형률

1종 시멘트인 경우, $\beta_{sc} = 5$

$$\begin{aligned} \varepsilon_s(f_{cu}) &= [160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cu}/10)] \times 10^{-6} \\ &= [160 + 10(5)(9 - 35/10)] \times 10^{-6} \\ &= 0.435 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_{RH} &= -1.55[1 - (RH/100)^3] \\ &= -1.55[1 - (60/100)^3] = -1.215 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_{RH,T} &= \left[1 + \left(\frac{8}{103 - RH} \right) \left(\frac{T-20}{40} \right) \right] \beta_{RH} \\ &= \left[1 + \left(\frac{8}{103 - 60} \right) \left(\frac{16-20}{40} \right) \right] (-1.215) \\ &= -1.192 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sho} &= \varepsilon_s(f_{cu}) \beta_{RH,T} = 0.435 \times 10^{-3} (-1.192) \\ &= -0.519 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$t = 75(365) = 27,375 \text{ 일}$$

$$\begin{aligned} \beta_s(t-t_s) &= \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035 h^2 e^{[-0.06(T-20)]} + (t-t_s)}} \\ &= \sqrt{\frac{27,375 - 14}{0.035(250)^2 e^{[-0.06(16-20)]} + (27,375 - 14)}} \\ &= 0.953 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sh}(t, t_s) &= \varepsilon_{sho} \beta_s(t-t_s) \\ &= -0.519 \times 10^{-3} (0.953) \\ &= -0.495 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

[예제 2] 75년 동안 건조수축이 진행된 후, 사용(단기)하중으로 휨모멘트 500 kN-m가 작용하는 경우의 균열폭 (건조수축은 고려하지만 크리프의 영향은 무시함)

(1) 재료 상수 및 철근 단면적

$$E_s = 200,000 \text{ MPa}$$

$$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 35 \text{ MPa}$$

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8,500 \sqrt[3]{35} = 27,800 \text{ MPa}$$

$$E_{ci} = E_c / 0.85 = 27,800 / 0.85 = 32,700 \text{ MPa}$$

$$f_r = 0.63 \sqrt{f_{ck}} = 0.63 \sqrt{27} = 3.27 \text{ MPa}$$

$$4\text{-D32 인장철근} : A_s = 3,177 \text{ mm}^2, d_b = 31.8 \text{ mm}$$

(2) 사용하중(단기하중) 휨모멘트

$$M_s = M_D + M_L = 300 + 200 = 500 \text{ kN-m}$$

(3) 단기하중에 대한 전단면 2차 모멘트

$$\text{탄성계수비, } \alpha_e = \frac{E_s}{E_{ci}} = \frac{200,000}{32,700} = 6.1$$

$$\text{철근의 환산단면적, } \alpha_e A_s = 6.1(3,177) = 19,400 \text{ mm}^2$$

비균열 환산단면에 대한 해석으로,

$$\text{단면 상단으로부터의 중립축 거리, } y_o = 355 \text{ mm}$$

$$\text{전단면 2차 모멘트, } I_y = 2.549 \times 10^{10} \text{ mm}^4,$$

(4) 단기하중에 대한 균열단면 2차 모멘트

균열 환산단면에 대한 해석으로,

$$\text{단면 상단으로부터의 중립축 거리, } y_o = 166 \text{ mm}$$

$$\text{균열단면 2차 모멘트, } I_{cr} = 0.743 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(5) 균열 모멘트

$$\text{단면의 전체 깊이, } h_t = 800 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_y}{h_t - y_o} = \frac{3.27(2.549 \times 10^{10})}{(800 - 355)(10^6)} = 187 \text{ kN-m}$$

(6) 균열 발생 여부 판정 및 철근 응력

$$M_s = 500 \text{ kN-m} > M_{cr} \text{ (균열 발생)}$$

$$f_{s2} = \alpha_e \frac{M_s}{I_{cr}} (d - y_o)$$

$$= (6.1) \frac{500(10^6)}{0.743 \times 10^{10}} (731 - 166) \\ = 232 \text{ MPa}$$

(7) 콘크리트 유효 인장면적

$$h_{c,ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.5(h - d) = 2.5(800 - 731) = 172.5 \\ (h - x)/3 = (800 - 166)/3 = 211.3 \end{array} \right\}$$

$$h_{c,ef} = 172.5 \text{ mm}$$

$$A_{c,ef} = h_{c,ef} b = 172.5(400) = 69,000 \text{ mm}^2$$

(8) 균열 상태 판정

$$\rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}} = \frac{3,177}{69,000} = 0.0460$$

$$\rho_{s,ef} f_{s2} = 0.0460(232) = 10.7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_r (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) = 3.27[1 + 6.1(0.0460)] = 4.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{s,ef} f_{s2} > f_r (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) \text{ 이므로, 안정 상태 균열}$$

(9) 균열폭

안정 상태 균열이므로 균열간격은,

$$l_{s,max} = \frac{d_b}{3.6 \rho_{s,ef}} = \frac{31.8}{3.6(0.0460)} = 192 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{f_{s2}}{E_s} = \frac{232}{200,000} = 1.16 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{sr2} = \frac{f_r (1 + \alpha_e \rho_{s,ef})}{\rho_{s,ef} E_s} \\ = \frac{4.2}{0.0460(200,000)} = 0.4565 \times 10^{-3}$$

사용(단기)하중이고 안정 상태 균열이므로, $\beta = 0.6$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \varepsilon_{s2} - \beta \varepsilon_{sr2} \\ = [1.16 - 0.6(0.4565)] \times 10^{-3} \\ = 0.886 \times 10^{-3}$$

$$[\text{예제 1}] \text{의 (2)에서, } \varepsilon_{sh} = -0.495 \times 10^{-3}$$

$$\text{따라서 } \varepsilon_{cs} = \varepsilon_{sh} = -0.495 \times 10^{-3}$$

$$\text{균열폭 } w_k = l_{s,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs}) \\ = 192(0.886 + 0.495) \times 10^{-3} \\ = 0.27 \text{ mm}$$

[예제 3] 75년 동안 고정하중과 활하중의 20 %가 지속(장기) 하중으로서 휨모멘트 340 kN-m가 작용하는 경우의 균열폭(건조수축과 크리프의 영향을 모두 고려함)

(1) 재료 상수 및 철근 단면적

$$E_s = 200,000 \text{ MPa}$$

$$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 35 \text{ MPa}$$

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8,500 \sqrt[3]{35} = 27,800 \text{ MPa}$$

$$E_{ci} = E_c / 0.85 = 27,800 / 0.85 = 32,700 \text{ MPa}$$

[예제 1]의 (1)에서, $\phi(t, t') = 2.5$

$$E_{c,ef}(t, t') = \frac{E_{ci}}{1 + \phi(t, t')} = \frac{32,700}{1 + 2.5} = 9,340 \text{ MPa}$$

$$f_r = 0.63 \sqrt{f_{ck}} = 0.63 \sqrt{27} = 3.27 \text{ MPa}$$

$$4\text{-D32 인장철근} : A_s = 3,177 \text{ mm}^2, d_b = 31.8 \text{ mm}$$

(2) 지속하중(장기하중) 휨모멘트

$$M_{sust} = M_D + 0.2M_L = 300 + 0.2(200) = 340 \text{ kN-m}$$

(3) 장기하중에 대한 전단면 2차 모멘트

$$\text{탄성계수비, } \alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,ef}(t, t')} = \frac{200,000}{9,340} = 21.4$$

$$\text{철근의 환산단면적, } \alpha_e A_s = 21.4(3,177) = 68,000 \text{ mm}^2$$

비균열 환산단면에 대한 해석으로,

$$\text{단면 상단으로부터의 중립축 거리, } y_o = 395 \text{ mm}$$

$$\text{전단면 2차 모멘트, } I_g = 3.164 \times 10^{10} \text{ mm}^4,$$

(4) 장기하중에 대한 균열단면 2차 모멘트

균열 환산단면에 대한 해석으로,

$$\text{단면 상단으로부터의 중립축 거리, } y_o = 282 \text{ mm}$$

$$\text{균열단면 2차 모멘트, } I_{cr} = 1.964 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(5) 균열 모멘트

$$\text{단면 총 높이, } h_t = 800 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{h_t - y_o} = \frac{3.27(3.164 \times 10^{10})}{(800 - 395)(10^6)} = 255 \text{ kN-m}$$

(6) 균열 발생 여부 판정 및 철근 응력

$$M_{sust} = 320 \text{ kN-m} > M_{cr} \quad (\text{균열 발생})$$

$$\begin{aligned} f_{s2} &= \alpha_e \frac{M_{sust}}{I_{cr}} (d - y_o) \\ &= (21.4) \frac{340(10^6)}{1.964 \times 10^{10}} (731 - 282) \\ &= 166 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(7) 콘크리트 유효 인장면적

$$h_{c,ef} = \min \left\{ \begin{aligned} 2.5(h - d) &= 2.5(800 - 731) = 172.5 \\ (h - x)/3 &= (800 - 282)/3 = 172.7 \end{aligned} \right\}$$

$$h_{c,ef} = 172.5 \text{ mm}$$

$$A_{c,ef} = h_{c,ef} b = 172.5(400) = 69,000 \text{ mm}^2$$

(8) 균열 상태 판정

$$\rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}} = \frac{3,177}{69,000} = 0.0460$$

$$\rho_{s,ef} f_{s2} = 0.0460(166) = 7.6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_r (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) = 3.27[1 + 21.4(0.0460)] = 6.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{s,ef} f_{s2} > f_r (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) \text{ 이므로, 안정 상태 균열}$$

(9) 균열폭

안정 상태 균열이므로 균열간격은,

$$l_{s,max} = \frac{d_b}{3.6 \rho_{s,ef}} = \frac{31.8}{3.6(0.0460)} = 192 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{f_{s2}}{E_s} = \frac{166}{200,000} = 0.83 \times 10^{-3}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sr2} &= \frac{f_r (1 + \alpha_e \rho_{s,ef})}{\rho_{s,ef} E_s} \\ &= \frac{6.5}{0.0460(200,000)} = 0.7065 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

지속(장기)하중이고 안정 상태 균열이므로, $\beta = 0.38$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \varepsilon_{s2} - \beta \varepsilon_{sr2} \\ &= [0.83 - 0.38(0.7065)] \times 10^{-3} \\ &= 0.562 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$\text{[예제 1]의 (2)에서, } \varepsilon_{sh} = -0.495 \times 10^{-3}$$

$$\text{따라서 } \varepsilon_{cs} = \varepsilon_{sh} = -0.495 \times 10^{-3}$$

$$\begin{aligned} \text{균열폭 } w_k &= l_{s,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs}) \\ &= 192(0.562 + 0.495) \times 10^{-3} = 0.20 \text{ mm} \end{aligned}$$

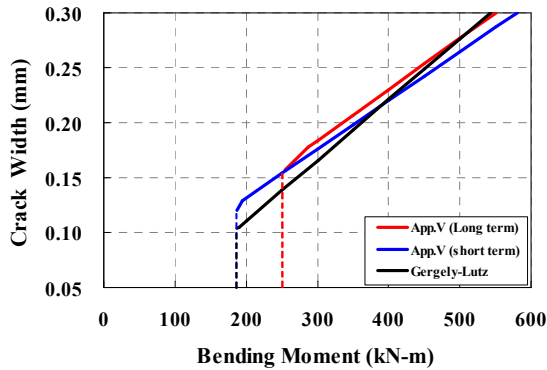


그림 4. 휨모멘트에 따른 균열폭의 비교

[예제 2]는 사용하중이 작용하는 경우의 균열폭 해석 예로서, 특별히 수밀성이 요구되거나 미관이 중요한 구조물의 균열 검토와 시공 중 혹은 완공 후에 균열이 발생한 구조물에 대하여 균열 발생의 원인 및 그 유해성에 관한 검토를 수행할 때 참조가 될 것이다. [예제 3]은 지속하중이 작용하는 경우의 균열폭 해석 예로서, 일반적인 설계를 수행할 때 참조가 될 것이다.

<그림 4>는 예제단면에 대하여 휨모멘트에 따른 균열폭의 변화를 비교한 것으로, 콘크리트구조설계기준(2007) 부록 V에 따른 장기 균열폭과 단기 균열폭, 그리고 Gergely-Lutz 모델에 따른 균열폭을 나타낸다.

<그림 4>에 나타난 바와 같이, 이 예제의 경우에는 동일한 휨모멘트에 대하여 계산된 균열폭이 모델별로 큰 차이를 보이지는 않는다. 그러나 단면의 형상과 크기, 인장철근 및 압축철근의 단면적, 피복두께, 재료 강도, 콘크리트의 배합 및 양생조건, 동바리 제거 및 거푸집 제거 등의 시공조건, 온도와 습도 등의 환경조건이 이 예제의 단면 및 조건과 다를 때에는 계산된 균열폭이 모델별로 큰 차이를 보일 수 있음을 유의하여야 한다.

6. 맺음말

이 기술기에서는 콘크리트구조설계기준(2007) 본문 6장의 균열검증 기준의 배경 및 안전성과 부록 V의 균열검증 기준의 배경을 소개하였다. 또 본문 6장과 부록 V의 우선순위 등 균열검증 기준의 적용체계를 설명하였으며, 부록 V에 따른 균열폭 해석 예제를 소개하였다. 이 기사가 콘크리트 구조물의 계획, 설계, 시공, 감리, 성능평가, 보수보강, 유지관리 등 실무에 종사하는 기술자들과 콘크리트 구조를 공부하는 학생들이 균열폭 해석모델을 이해하고 적용하는데 도움이 되기를 기대한다.

감사의 글

콘크리트구조설계기준(2007) 부록 V에 의한 균열폭 해석 예제 작성 작업을 수행해준 영남대학교 대학원생 임강섭 군에게 감사드립니다. 또한 균열폭 해석 예제를 꼼꼼하게 검증해주신, 김옥중(대림산업), 김태훈(대우건설), 박동규(삼성물산 건설부문), 박영하(한국도로공사), 손혁수(서영엔지니어링), 양인환(군산대학교), 이기학(세종대학교), 이도형(배재대학교), 이종석(한국건설기술연구원), 조의경(현대건설), 차수원(울산대학교) 박사님께 감사드립니다. □

참고문헌

1. 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준 해설, 2007.
2. Kaar, P. H. and Mattock, A. H., "High-Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 4: Control of Cracking," *Journal, PCA Research and Development Laboratories*, Vol. 5, No. 1, Jan. 1963, pp. 15~38.
3. Gergely, P. and Lutz, L. A., *Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members, Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete*, SP-20, American Concrete Institute, Detroit, MI., 1968, pp. 87~117.
4. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete(ACI 318-71)*, American Concrete Institute, Detroit, MI., 1971. 78 pp.
5. Frosch, R. J., "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 3, May-June, 1999, pp 437~442.
6. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary(318R-99)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 1999.
7. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete(318-05) and Commentary(318R-05)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 2005.
8. CEB-FIP Model Code 1990, Bullertin D'Information No. 213-214, Lausanne, May 1993.
9. CEN, EN 2004, *Eurocode 2: Design of Concrete Structures*, European Committee for Standardization, 2004.
10. 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준 해설, 1999.
11. 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준 해설, 2003.
12. FIB, *Structural Concrete-Textbook on Behavior, Design and Performance*, Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990, Vol. 2, Sprint-Druck, Stuttgart, July 1999.