

휨과 압축 및 균열제어

Design Requirements for Flexure-Axial Loads and Crack Control



이재훈*
Jae-Hoon Lee



홍건호**
Geon-Ho Hong

1. 머리말

개정 설계기준¹⁾의 제6장은 현 설계기준²⁾과 동일하게 휨 및 압축을 받는 부재의 설계방법을 규정하고 있으며, 주요 개정내용은 크게 3가지로 요약할 수 있다. 첫 번째는 휨-압축부재의 강도감소계수를 적용하는 방법의 개정으로, 현 설계기준에서는 부재 축력의 크기에 따라 강도감소계수를 적용하도록 규정하고 있으나 개정안에서는 최 외단 인장철근 변형률의 크기에 따라 강도감소계수를 적용한다. 두 번째는 부재의 연성파괴를 유도하기 위한 휨부재 최대 철근비 규정의 개정으로, 현 설계기준에서는 최대 철근비를 균형 철근비의 75%로 규정하고 있으나 개정안에서는 최 외단 인장철근의 변형률 제한으로 규정한다. 세 번째로는 균열제어에 대한 규정으로서 제4장의 사용성 규정 중 균열에 관련된 규정과 신설 부록 V 균열의 검증 규정과 연관되어 있다. 여기서는 개정 설계기준의 제6장 휨 및 압축에서 개정된 주요 내용과 제4장과 제6장에서 규정하고 있는 균열제어에 관련된 규정에 대한 주요 개정 내용 및 배경에 대하여 설명하도록 한다.

2. 휨 및 압축부재

2.1 강도감소계수 적용방법

중전의 설계기준은 철근 콘크리트 기둥을 설계할 때 강도감소계수 ϕ 를 압축부재의 강도감소계수 $\phi_c (= 0.70$ 혹은 $0.75)$ 와 휨의 강도감소계수 $\phi_f (= 0.85)$ 를 조합하여 사용하도록 규정하고 있다. 이것은 ACI 318-95³⁾ 이전의 기준에서 적용시

키던 개념으로, <그림 1>과 같이 ϕP_n 이 $0.1f_{ck}A_g$ 이상인 축력이 작용하는 경우에는 휨-압축의 강도감소계수 ϕ_c 를 적용하고, 그 이하의 축력이 작용하는 경우에는 ϕ_c 와 ϕ_f 를 축력의 크기에 따라 직선보간 하여 결정하도록 하고 있다. 그러나 종전의 설계기준에서 규정하고 있는 강도감소계수 변화구간의 기준인 $\phi P_n = 0.1f_{ck}A_g$ 는 부재의 단면적과 콘크리트 강도만을 변수로 취하며, 철근비, 철근의 배치형태 및 항복강도와 같은 보강 철근의 변수를 고려하지 않음으로써 부재의 실질적인 연성능력을 고려하는데 한계가 있다는 점이 지적되어 왔다. 또한, 이러한 경험적인 강도감소계수 변화구간에 대한 기준의 적용은 다소 임의적인 설계 강도의 변화를 유발하고, 설계 강도 곡선의 급격한 형태 변화를 초래하게 된다. 또한, 현 설계기준에 근거하여 여러 가지 변수에 대한 연성도의 변화를 연구한 기존 논문의 주요 연구결과⁴⁾에서도 지적된 바가 있다. 강도감소계수 변화 기준점에서의 연성도를 분석한 손혁수와 이재훈⁴⁾의 연구에 따르면, 변수에 따라 곡률연성도와 변형률연성도의 변화가 크게 나타나므로 종전 설계기준의 강도감소계수 변화기준은 일관

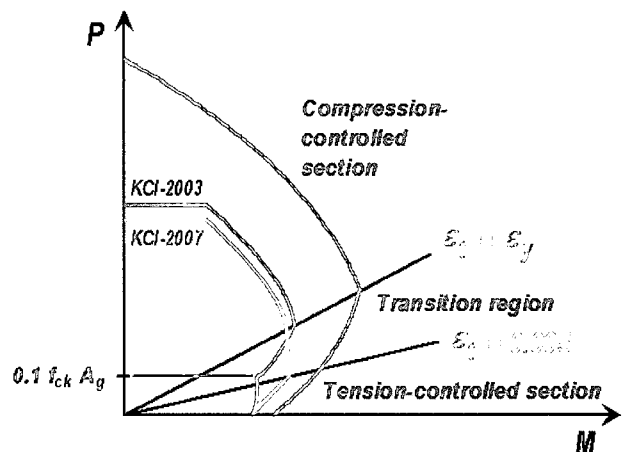


그림 1. 종전 설계기준과 개정된 설계기준에 의한 모멘트-축력 강도곡선

* 정회원, 영남대학교 건설환경공학부 교수
jholee@yu.ac.kr

** 정회원, 호서대학교 건축공학과 교수

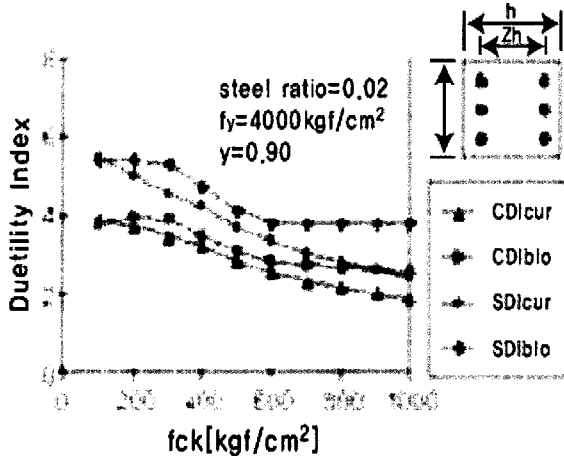


그림 2. 철근비 2%인 경우 $\phi P_n = 0.1f_{ck}A_g$ 에서의 곡률연성도⁽⁴⁾

성이 결여된 것으로 볼 수 있다. <그림 2>는 곡률 연성도와 변형률 연성도 변화의 한 예를 보여준다.

이러한 문제점을 인식하여 ACI 318-95에서는 부재의 연성능력을 합리적으로 강도감소계수에 반영하기 위한 방안으로 Appendix B에 기둥의 강도감소계수 변화구간을 기존의 $\phi P_n = 0.1f_{ck}A_g$ 대신 단면의 최 외단 인장철근의 변형률을 기준으로 강도감소계수를 변화시켜도 좋다고 명시하고 있으며, ACI 318-02⁽⁵⁾ 이후의 기준에서는 이를 본문에서 직접적으로 규정하도록 변경되었다.

이러한 근거에 따라 개정 설계기준에서는 휨-압축부재의 강도감소계수 적용방법으로 기둥에 작용되는 축력을 기준으로 하던 종래의 기준을 최 외단 인장철근의 변형률을 기준으로 하는 방법으로 변경하였다. 즉, 콘크리트의 압축연단이 가정된 극한 변형률인 0.003에 도달할 때 단면의 최 외단 인장철근의 순인장변형률 ϵ_t 가 압축지배 변형률 한계 이하인 경우 이를 압축지배 단면이라고 하며, 압축부재의 강도감소계수 ϕ_c (개정된 강도감소계수 규정에 따라 $\phi_c = 0.65$ 혹은 0.70)를 적용한다. 이때 압축지배 변형률 한계란 균형변형률 상태에서 인장철근의 순인장변형률로서 철근의 항복변형률을 의미하며, 프리스트레스트 콘크리트의 경우에는 최 외단 긴장재의 순인장변형률을 기준으로 하여 철근의 항복강도 400 MPa을 기준으로 할 때 0.002로 한다.

콘크리트의 압축연단이 가정된 극한변형률인 0.003에 도달할 때 최 외단 인장철근의 순인장변형률 ϵ_t 가 인장지배 변형률 한계 이상인 경우를 인장지배 단면이라고 하며, 강도감소계수는 휨부재의 강도감소계수 ϕ_f (강도감소계수 규정에 따라 $\phi_f = 0.85$)를 적용한다.

단, 인장지배 변형률 한계는 철근의 항복강도가 400 MPa

이하인 경우에는 0.005를 사용하고, 400 MPa을 초과하는 경우에는 철근 항복변형률의 2.5배로 한다.

최 외단 인장철근의 순인장변형률 ϵ_t 가 압축지배 변형률 한계와 인장지배 변형률 한계 사이에 존재하게 되는 단면은 변화구간 단면이라고 하며, 강도감소계수는 압축지배 단면의 강도감소계수와 인장지배 단면의 강도감소계수를 직선보간 하여 적용한다.

이를 정리하면 다음의 <표 1>과 같으며, 개정안을 적용한 모멘트-축력 설계 강도 곡선은 <그림 1>과 같다. <그림 1>에 나타난 바와 같이 2007년도 기준에 따른 설계 강도 곡선은 강도감소계수 값의 변화와 적용방법의 변화로 인하여 압축지배 영역에서는 종전 기준에 비하여 설계 강도가 작게 계산되지만 그 외의 영역에서는 설계 강도가 크게 계산된다.

표 1. 지배단면에 따른 강도감소계수

지배단면 구분	순인장변형률 조건	강도감소계수
압축지배 단면	ϵ_y 이하	0.65(또는 0.70)
변화구간 단면	$\epsilon_y \sim 0.005$ (또는 $2.5\epsilon_t$)	0.65(또는 0.70) ~ 0.85
인장지배 단면	0.005(또는 $2.5\epsilon_t$) 이상	0.85

한편 개정된 설계기준의 계수하중(1.2D + 1.6L)은 종전 설계기준의 계수하중(1.4D + 1.7L)보다 작게 산정되므로, 기둥에 대한 설계결과는 종전보다 경제적인 설계가 될 것이며 특히 압축지배 영역 이외의 영역에서 더욱 경제적인 설계가 될 것이다.

개정 설계기준에서 ACI 318-056)와 차이를 나타내는 부분은 인장지배단면의 순인장변형률 조건 중 SD 500 철근에 대한 부분이다. 이것은 미국의 경우 Grade 60의 철근(SD 420에 해당하는 철근)이 주로 사용되어 변형률 한계를 0.005의 상수를 사용하는 것이 별 문제가 없을 수 있으나, 국내에서는 SD 300, 350, 400, 500 등 다양한 항복강도의 철근이 사용되고 항복강도가 높은 철근에 대한 연성능력과 강도의 변동성이 크다는 국내 현실을 고려하여 400 MPa을 초과하는 경우에는 인장지배 변형률 한계를 철근 항복변형률의 2.5배로 하였다. 철근의 항복강도에 따른 지배단면 변형률 한계 및 단철근 단면에 대한 해당 철근비는 <표 2>와 같다. <표 2>의 해당 철근비보다 큰 인장 철근비를 갖는 단철근 단면의 휨부재는 인장지배 단면이 아닌 변화구간 단면으로서 0.85보다 작은 강도감소계수를 적용하여야 한다. 이러한 경우 공칭휨강도 해석에서 인장철근의 변형률은 0.004와 0.005 사이의 값을 갖게 되

표 2. 지배단면 변형률 한계 및 단철근 단면에 대한 해당 철근비

철근의 설계기준 항복강도	인장 지배		휨부재에 대한 해당 철근비
	압축 지배 변형률 한계	변형률 한계	
300 MPa	0.0015	0.005	$0.563 \rho_b$
350 MPa	0.00175	0.005	$0.594 \rho_b$
400 MPa	0.002	0.005	$0.625 \rho_b$
500 MPa	0.0025	0.00625(또는 $2.5 \epsilon_t$)	$0.595 \rho_b$

는데, 이때의 강도감소계수는 철근의 설계기준 항복강도가 400 MPa 이하인 경우 식 (1)로 계산할 수 있다. 이것은 인장철근비가 증가하면 연성이 감소한다는 거동 특성을 부분적으로 반영한 것이다.

$$\phi = \phi_c + \frac{\phi_f - \phi_c}{0.005 - \epsilon_y} (\epsilon_t - \epsilon_y) \quad (1)$$

2.2 휨부재의 최소 허용변형률

현 설계기준에서는 휨부재 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 부재로서 설계축강도 ϕP_n 이 $0.1f_{ck}A_g$ 또는 ϕP_b 중 작은 값보다 더 작은 경우에 인장철근비 ρ 는 축력이 없이 휨모멘트만 받는 단면에 대한 균형철근비 ρ_b 의 0.75배를 초과할 수 없도록 규정함으로써, 부재의 연성을 확보할 수 있도록 규정하고 있다. 그러나 이러한 규정은 단면의 형상이 사각형인 경우에는 아무런 문제가 없으나, T형 단면과 같이 압축을 받는 부분의 폭이 단일한 값이 아닌 경우 철근비를 결정하는데 모호한 점이 발생하므로 비논리적인 규정이라고 할 수 있다. 이러한 문제를 해결할 수 있는 방법으로는 AASHTO-LRFD⁷⁾와 Eurocode⁸⁾에 채택되어 있는 중립축의 한계로 제한하는 방법과 인장철근의 변형률로 제한하는 방법이 있는데, ACI 318-02/05와 개정 설계기준에서는 인장철근의 변형률로 제한하는 방법을 채택하였다.

즉, 개정 설계기준에서는 철근의 최소 허용 변형률의 개념으로 변경하여 정의하고 있다. 이는 앞서 언급한 휨-압축부재의 강도감소계수 적용방법과 연계하여 일관성 있는 연성도를 확보하기 위한 방법으로 최외단 철근의 변형률을 사용한 개념을 연장하여, 최대철근비의 개념을 철근비 제한에서 변형률 제한으로 변경시킨 것이다.

이에 따라 개정 설계기준에서는 프리스트레스를 가하지 않은 휨부재 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 부재로서 계수축하중이 $0.1f_{ck}A_g$ 보다 작은 경우, 공칭강도에서의 단면 내 최외단 인장철근의 순인장변형률 ϵ_t 는 휨부재의 최소 허용변형률

이상이 되어야 한다고 규정하고 있다. 이때 휨부재의 최소 허용 변형률은 철근의 항복강도가 400 MPa 이하인 경우 0.004로 하며, 철근의 항복강도가 400 MPa를 초과하는 경우 철근 항복변형률의 2배로 하도록 규정하고 있다. 이러한 변형률 제한의 효과는 현 설계기준의 철근비 제한규정과 유사한 결과를 가져오게 된다. 즉, 항복강도가 400 MPa인 철근으로 종전의 설계기준에서 제한하는 철근비 $0.75\rho_b$ 를 갖는 단면이 공칭강도에 도달할 때 최외단 인장철근의 순인장변형률을 계산하면 0.00376으로서 철근 항복변형률의 1.875배에 해당하게 된다. 따라서 개정기준에서의 0.004라는 최소 허용변형률은 조금 더 안전측의 설계를 유도하게 되며, 400 MPa를 초과하는 철근에 대한 규정은 고강도철근이 개발되어 사용되는 시장상황을 고려한 보수적인 규정이다. 참고적으로 철근의 항복강도에 따른 최소 허용변형률 및 해당 철근비는 <표 3>과 같다.

표 3. 휨부재의 최소 허용변형률 및 해당 철근비

철근의 설계기준 항복강도	휨부재 허용값	
	최소 허용변형률	해당 철근비
300 MPa	0.004	$0.643 \rho_b$
350 MPa	0.004	$0.679 \rho_b$
400 MPa	0.004	$0.714 \rho_b$
500 MPa	0.005(= $2\epsilon_t$)	$0.688 \rho_b$

2.3 균열제어를 위한 휨철근의 배치

설계기준 6.3.3은 보 및 1방향 슬래브의 휨철근 배치에 대한 규정으로 균열 제어를 목적으로 하고 있으므로, 제 3장에서 종합적으로 설명하고자 한다.

2.4 휨-압축 부재에 관련된 기타 개정 내용

개정 설계기준에서는 여러 가지 용어 정의의 삭제, 수정 및 추가가 이루어졌으며, 표준용어 사용 및 표현상의 문제점을 해결하기 위한 작업이 이루어 졌다. 또한, ACI 318-02/05의 개정내용을 반영하여 실제로 적용되는 경우가 없는 압축부재의 단면 제한사항에 대한 규정을 삭제하였으며, 나선철근의 설계 기준항복강도를 700 MPa로 상향 조정하고, 횡구속골조의 단 주 조건 및 네 면이 횡방향으로 구속된 기둥의 접합부 강도 산정 시 제한조건 등을 추가하였다. 마지막으로 각 장별로 달리 정의되었던 깊은 보에 대한 정의를 통일하고 최신의 연구결과를 반영하였으며, 부록 부분에 수록된 스트럿-타이 모델을 적용할 수 있도록 규정하였다.

3. 균열제어

3.1 균열제어 규정의 변천

3.1.1 통합 이전 설계기준의 균열제어 규정

국내 토목분야에서는 대한토목학회에서 제정했던 '철근콘크리트표준시방서 설계편'의 1983년 개정판부터 강도설계법이 주된 설계법으로 채택되었고, 건축분야에서는 1988년 대한건축학회에서 제정했던 '극한강도설계법에 의한 철근콘크리트 구조계산 기준 및 해설'에 강도설계법이 도입되었다. 이때 건축분야와 토목분야의 설계기준은 모두 ACI 318의 균열 제어 규정과 동일하게 kgf/cm^2 의 단위로 계산되는 균열지수 Z 값이 한계값 이하이도록 규정하였으며, 균열지수 Z 의 한계값으로 균열폭 0.41 mm(옥내, 내노출)와 0.30 mm(옥외, 외노출)에 해당하는 값을 사용하였다.

토목분야의 철근콘크리트표준시방서 설계편은 1988년에 하중계수와 강도감소계수를 개정했는데, 그 후 특히 지하철 구조물에서 균열문제가 심각하게 대두되었다. 이에 따라 철근콘크리트표준시방서 설계편은 1996년에 다시 하중계수와 강도감소계수의 일부를 개정하였고, 또한 균열제어 규정을 강화하였다. 즉 환경조건을 4가지로 구분하여 허용 균열폭을 결정하고, 균열폭을 직접 계산한 후 허용 균열폭 이내로 설계하도록 하였다. 이때 환경조건을 구분하고 허용 균열폭은 일본의 설계기준을 참조하여 환경조건과 피복두께에 따라 결정하도록 하였으며, 균열폭의 계산은 미국에서 개발된 Gergely-Lutz 식을 적용하도록 하였다. 그 후 1999년에 건축분야와 토목분야의 설계기준을 통합하여 콘크리트구조설계기준을 제정하였다.

3.1.2 통합 이후 설계기준의 균열제어 규정

1999년에 통합한 콘크리트구조설계기준을 제정하는 과정에서 균열제어 규정의 형태를 토목분야의 설계기준에 따랐으며, 건물에 대한 허용 균열폭(건조 환경의 경우 0.4 mm, 습윤 환경의 경우 0.3 mm)을 별도로 규정하였다. 2003년도 개정에서는 물을 저장하는 수조 등과 같은 수밀성을 요구하는 구조물의 허용 균열폭이 0.1 mm에서 0.2 mm로 상향조정되는 정도의 소폭 개정이 있었다. 2003년도 콘크리트구조설계기준 균열제어 규정의 주요 내용은 다음과 같다.

- 균열검토 : 사용하중에 의한 휨균열폭이 허용 균열폭 이하가 되도록 설계.
- 균열폭 계산 : $w = 1.08\beta_c f_s \sqrt[3]{d_c A} \times 10^{-5}$ (mm)
- 허용 균열폭 : <표 4> 적용.

표 4. 2003년도 콘크리트구조설계기준의 허용 균열폭 w_a (mm)

강재의 종류	강재의 부식에 대한 환경조건				
	건조 환경	습윤 환경	부식성 환경	고부식성 환경	
철근	건물	0.4 mm	0.3 mm	0.004 t_c	0.0035 t_c
	기타 구조물	0.006 t_c	0.005 t_c		
프리스트레싱 긴장재	0.005 t_c	0.004 t_c	-	-	

* 여기서 t_c 는 최외단 철근의 표면과 콘크리트 표면 사이의 콘크리트 최소 피복두께(mm)

3.2 균열제어 규정의 개정 배경 및 구성

3.2.1 균열제어 규정의 개정 배경

중전의 구조설계기준에서는 사용하중에 대하여 계산한 휨균열폭을 허용 균열폭과 비교하는 방법을 사용하였다. 이러한 규정을 적용했던 지난 10년의 경험으로 균열제어 규정이 과도하게 엄격한 것이 아니라는 의문과 함께, 미국형의 균열폭 계산 방식을 유럽의 기준과 유사한 형태인 일본형의 허용 균열폭에 적용하는 것에 대한 합리성 여부에 대한 논란이 있어 왔다. 한편 철근 부식에 대한 균열의 영향은 논란의 여지가 많다. 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 실험에서 부식을 방지하는 데는 콘크리트의 품질, 적절한 다짐, 충분한 콘크리트 피복 등이 콘크리트 표면의 균열폭보다 더 큰 중요성을 가진 것으로 지적되고 있다. 이에 따라, 균열에 대한 실무 설계자들의 책임과 부담을 경감시켜고, 설계를 할 때 합리적으로 균열을 제어할 수 있도록 균열제어 규정을 개정하였다.

3.2.2 균열제어 규정의 개정 방향 및 구성

중전의 설계기준에서는 제4장(사용성 및 내구성)의 4.2(균열)에서 허용 균열폭과 균열계산 방법을 규정하고, 제6장(휨 및 압축)의 6.3.3(보 및 1방향 슬래브의 휨철근 배치)에서는 4.2의 균열제어 규정을 적용하도록 명시하였다.

개정된 설계기준에서는 4.2의 규정에서 균열폭을 직접 산정하여 허용 균열폭과 비교하도록 하는 대신에 6.3.3의 규정에서 피복두께를 고려하여 철근 간격을 검토함으로써 구조물에 발생하는 균열을 제어하는 것으로 개정하였다. 그러나 특별히 수밀성이 요구되거나 미관이 중요한 구조물의 균열 검토와, 시공 중 혹은 완공 후에 균열이 발생한 구조물에 대하여 균열 발생

의 원인 및 그 유해성에 관한 검토가 필요할 때에는 부록 V에서 제시하고 있는 방법을 적용할 수 있도록 하였다.

3.3 균열제어 규정 개정 내용

3.3.1 사용성 규정(제4장)에서의 균열관련 기준

균열폭을 직접 산정하여 허용 균열폭과 비교하는 기존의 방법 대신에, 철근의 간격 제한 규정으로 균열을 검토하도록 규정하였다. 따라서 종전의 설계기준 4.2(균열)에 규정되었던 강재의 부식에 대한 노출환경조건 구분과 환경조건에 대한 허용 균열폭, 균열폭 계산식은 삭제되었다. 그 대신, 일반적인 부재의 경우 6.3.3(보 및 1방향 슬래브의 휨철근 배치)에 규정된 철근의 간격 제한 규정을 만족하고, 또한 다른 모든 규정을 만족하는 경우 균열에 대한 검토가 이루어진 것으로 간주하도록 규정하였다. 그러나 특별히 수밀성이 요구되거나 미관이 중요한 구조물은 부록 V(균열의 검증)에 따라 허용 균열폭을 설정하고 검증할 수 있도록 하였다.

3.3.2 휨 및 압축 규정(제6장)에서의 균열관련 기준

종전의 설계기준 6.3.3(4)에서는 4.2(균열)에 따라 계산된 균열폭이 허용 균열폭 이하가 되도록 규정하고 있다. 개정된 설계기준 6.3.3(4)에서는 콘크리트 인장연단에 가장 가까이에 배치되는 철근의 중심 간격 s 가 식 (2)와 식 (3)에 의해 계산된 값 중에서 작은 값 이하로 하여야 한다는 인장철근의 간격 제한 규정으로 대체되었다.

여기서 c_c 는 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소 두께이며, 철근이 하나만 배근된 경우에는 인장연단의 폭을 s 로 한다. f_s 는 사용하중 상태에서 인장연단에서 가장 가까이에 위치한 철근의 응력으로 사용하중 휨모멘트에 대한 해석으로 결정하여야 하지만, 근사 값으로 f_y 의 2/3를 사용하여도 좋도록 하였다. 식 (3)과 (4)는 균열폭 0.3mm를 기준으로 하여 철근의 간격으로 표현한 것이다.

$$s = 375 \left(\frac{210}{f_s} \right) - 2.5c_c \quad (3)$$

$$s = 300 \left(\frac{210}{f_s} \right) \quad (4)$$

또한 6.3.3(6)의 두꺼운 휨부재에 대한 균열제어 규정으로, 종전의 설계기준에서는 '표면철근'이라는 용어로 '유효깊이 d '가 900mm를 초과하는 경우에 부재 양쪽 측면을 따라 균일하게

배치하여 하며, 한쪽 면의 단위 m당 표면 철근의 면적 A_{sk} 는 $(d-750) \text{ mm}^2$ 이상이어야 하고 표면 철근의 최대 간격은 $d/6$ 와 300mm 중 작은 값을 초과하지 않아야 한다고 규정하고 있다. 개정된 설계기준 6.3.3(6)에서는 '표피철근'이라는 용어로 '전체 두께' h 가 900mm를 초과하는 경우에 배치하도록 하였고, 표피철근의 최대 간격 s 는 6.3.3(4)에 따라 식 (2)와 (3)을 적용하여 결정하도록 하였다. 이 경우 식 (2)의 c_c 는 표피철근의 표면에서 콘크리트 측면 표면까지의 최단 길이이다. 이 규정은 표피철근의 크기보다는 간격이 균열제어에 주된 영향을 준다는 연구결과를 반영한 것으로서, 일반적으로 지름이 10mm에서 16mm 사이인 철근이나 1m 당 280mm² 이상의 단면적을 갖는 철선을 표피철근으로 사용하면 충분할 것이다. 깊은 보, 벽체 및 프리캐스트 패널에서 많은 철근이 요구되는 곳에는 해당 기준에 따른 철근간격 규정과 함께 이 규정이 적용되어야 한다.

3.3.3 프리스트레스트 콘크리트 규정(제9장)에서의 균열관련 기준

제9장의 프리스트레스트 콘크리트에서는 균열의 발생을 허용하는 부분 프리스트레싱 개념이 도입되었다. 이에 따라 미리 압축을 가한 인장구역에서 사용하중에 의한 인장연단응력 f_t 를 기준으로 비균열 단면, 부분균열 단면, 완전균열 단면으로 구분된다. 이 중 완전균열 단면에 대해서는 균열 제어가 필요한데, 6.3.3의 규정을 적용하여 철근 및 긴장재의 간격제한으로 균열을 제어하는 것으로 규정하였다.

3.3.3 부록 V에서의 균열제어 기준

개정된 설계기준에서는, 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 V에서 제시하고 있는 방법을 적용할 수 있도록 하였다.

부록 V의 균열 검토 방법은 기존 설계기준 4.2의 규정과 같이 강재의 부식에 대한 환경조건을 4가지(건조 환경, 습윤 환경, 부식성 환경, 고부식성 환경)로 구분하고 <표 5와 6>과 같이 각 환경조건에 대한 허용 균열폭과 수처리 구조물의 허용 균열폭을 규정하였다.

<표 5>의 허용 균열폭은 기존 설계기준 4.2의 허용 균열폭 규정에서 건물과 기타 구조물의 구분을 없애고 0.4, 0.3, 0.2mm 등의 절대적인 값과 $0.0035 t_c \sim 0.006 t_c$ 의 범위로서 피복두께의 함수로 계산되는 값 중 큰 값으로 규정함으로써 허용 균열폭 규정을 완화하였다.

표 5. 2007년도 콘크리트구조설계기준의 허용 균열폭 w_a (mm)

강재의 종류	강재의 부식에 대한 환경조건			
	건조 환경	습윤 환경	부식성 환경	고부식성 환경
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	-	-

* 여기서, t_c 는 최외단 주철근의 표면과 콘크리트 표면사이의 콘크리트 피복두께(mm)

표 6. 수처리 구조물의 허용 균열폭

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

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

균열폭의 계산은 다음과 같이 CEB-FIP Model Code 90⁹⁾의 해석방법을 채택하여, 식 (5)로 계산한다.

$$w_k = l_{s,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} - \epsilon_{cs}) \quad (5)$$

여기서, $l_{s,max}$ 는 철근과 콘크리트 사이에 미끄럼이 발생하는 길이로서 균열의 간격과 같으며, ϵ_{sm} 는 $l_{s,max}$ 내의 평균 철근 변형률, ϵ_{cm} 는 $l_{s,max}$ 내의 평균 콘크리트 변형률, ϵ_{cs} 는 수축에 의한 콘크리트의 변형률로 설계기준 제2장의 $\epsilon_{sh}(t, t_s)$ 에 의해서 구할 수 있다.

단, 균열폭을 계산하는 하중 수준은 종전 설계기준의 '사용하중'이 아닌 '지속하중'으로 개정하였다. 이것은 사용하중에서 활하중이 제거되면 균열폭이 줄어들게 되며 내구성에 영향을 주는 균열은 지속하중에 의한 것이기 때문이다.

식 (5)로 균열폭을 계산할 때, 균열 상태를 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 처음으로 발생하는 균열을 의미하며, 안정 상태 균열(steady state cracking)은 균열이 다수 발생하여 균열 수가 어느 정도 안정화되어 증가되지 않고 균열 폭이 커지는 상태의 균열을 의미한다. 균열이 안정 상태에 도달하였는지 여부는 식 (6)으로 검토하며, 식 (6)을 만족하지 않으면 단일 균열 상태로 가정한다.

$$\rho_{s,ef} f_{s2} > f_r(t)(1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) \quad (6)$$

여기서, $f_r(t)$ 은 균열이 나타난 시간 t 에서 콘크리트의 파괴계수로서 설계에서는 재령 28일을 사용한다. α_e 는 콘크리트의 초기 접선 탄성계수를 기본으로 한 탄성계수비로서 식 (7)로 계산하며, 콘크리트의 초기 접선 탄성계수는 설계기준 제 3장의 개정된 규정에 따라 식 (8)로 계산한다.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{ci}} \quad (7)$$

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

식 (6)에서 f_{s2} 는 균열이 발생한 부위의 철근 응력이며, $\rho_{s,ef}$ 는 유효 철근비로서 식 (9)로 결정한다. 유효 철근비를 결정할 때 사용되는 유효 인장면적 $A_{c,ef}$ 는 일반적으로 인장 철근 주위의 콘크리트 면적으로서, 식 (10)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 (5)에서 계산을 간편하게 하기 위하여 $(1 + \alpha_e \rho_{s,ef})$ 을 1.0으로 할 수 있다.

$$\rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}} \quad (9)$$

$$h_{c,ef} = \min \begin{cases} 2.5(h-d) \\ (h-x)/3 \\ h/2 \end{cases} \quad (10)$$

식 (6)을 만족하는 안정 상태의 균열 간격 $l_{s,max}$ 은 식 (11)로 결정하며, 식 (6)을 만족하지 않는 단일 균열 상태의 균열 간격 $l_{s,max}$ 은 식 (12)로 결정한다.

$$l_{s,max} = \frac{d_b}{3.6\rho_{s,ef}} \quad (11)$$

$$l_{s,max} = \frac{f_{s2}}{2\tau_{bk}} \frac{d_b}{1 + \alpha_e \rho_{s,ef}} \quad (12)$$

여기서, d_b 는 철근의 지름이나 다발 철근의 등가 지름이며, τ_{bk} 는 평균 부착응력의 하한값으로 <표 7>의 값을 취할 수 있다.

식 (5)에 따라 균열폭을 계산할 때, 평균 변형률은 식 (13)으로 계산한다. 여기서, ϵ_{s2} 는 균열이 발생한 부분의 철근 변형률이다. ϵ_{sr2} 는 $A_{c,ef}$ 내에 $f_r(t)$ 과 같은 응력을 유발하는

하중이 작용하는 상태에서 균열이 발생한 부분의 철근 변형률로서 식 (14)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 7>의 값을 취할 수 있다.

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \epsilon_{s2} - \beta \epsilon_{sr2} \quad (13)$$

$$\epsilon_{sr2} = \frac{f_r(t)}{\rho_{s,ef} E_s} (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) \quad (14)$$

이와 같은 균열폭 계산 방식은 Gergely-Lutz 식에 의한 방법보다 더 합리적인 CEB-FIP Model Code 90⁹⁾의 해석방법을 국내의 현실을 감안하여 소폭 수정한 것이다. 종전의 설계기준에 채택되어 있는 Gergely-Lutz 식은 건조수축의 영향까지 포함되어 있는 실험결과를 통계 분석하여 만들어진 식으로서 건조수축의 영향을 따로 고려하지 않으며 인장 증강 효과(tension stiffening effect)를 간접적으로 고려하는 방법이라고 할 수 있다. 이에 반하여 부록 V의 균열폭 계산방식은 재령에 따른 건조수축 변형률을 고려함으로써 재령 28일 이외의 재령에 대한 건조수축 균열을 고려할 수 있으며, 인장 증강 효과를 직접적으로 고려할 뿐만 아니라 간접적이기는 하지만 철근의 부착슬립의 영향까지도 고려하는 합리적인 방법이라고 할 수 있다.

4. 맺음말

설계기준의 개정으로 실무에 종사하는 기술자들은 다소 혼란스러울 수도 있겠지만, 새로 개정된 설계기준은 여러 가지 의미로 더욱 합리적으로 개정되었다고 할 수 있다. 특히 균열계어 부분은 실무 기술자들의 부담을 경감시키는 방향으로 개정되었다. 본 기사가 새로운 설계기준을 이해하는데 도움이 되기를 기대한다. □

원고 모집 안내

「한국콘크리트학회지」는 콘크리트 관련 학문과 기술에 대한 정보를 제공하기 위해 발행되고 있습니다. 본 학회지를 통해서 자신의 연구 결과, 경험한 사례 등을 콘크리트 관련 기술자들과 함께 나누길 원하시는 분께서는 다음과 같은 형태로 참여하실 수 있습니다. 여러분의 옥고를 기다리겠습니다.

- 원고 주제 : 포토에세이(사진, 서예, 시 등), 특집기사, 기술기사, 공사기사, 원로와의 대화, 해외번역기사, 해외연구소 소개, 국제학술대회 참가기, 현장탐방, 논단, 우리회사소개 등
- 원고 분량 : 4매 ~ 6매 내외(A4용지 기준)
- 제출처 : TEL : (02)568-5985~7 FAX : (02)568-1918 E-mail : kke@kci.or.kr

표 7. 이형철근에 대한 β 와 τ_{bk} 의 값

	단일 상태 균열		안정 상태 균열	
	β	τ_{bk}	β	τ_{bk}
단기/순간 하중	0.6	$1.8f_r(t)$	0.6	$1.8f_r(t)$
장기/반복 하중	0.6	$1.35f_r(t)$	0.38	$1.8f_r(t)$

참고문헌

1. 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준, 2007.
2. 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준, 2003.
3. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete(318-95) and Commentary(318R-95)*, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1995.
4. 손혁수, 이재훈, "연성을 고려한 철근콘크리트 기둥의 강도감소계수 적용에 관한 연구", 콘크리트학회 논문집, Vol.11, No.4, 1999, pp.147 ~ 156.
5. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete(318-02) and Commentary(318R-05)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002.
6. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete(318-05) and Commentary(318R-05)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005.
7. AASHTO, *LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, SI Unit, 3rd ed., Washington, DC, USA, 2005.
8. CEN, EN 2004, *Eurocode 2: Design of Concrete Structures*, European Committee for Standardization, 2004.
9. CEB-FIP Model Code 1990, *Bullertin D'Information No. 213-214*, Lausanne, May 1993.