

KBC 2008(안) - 콘크리트구조 주요 개정내용



최창식
한양대학교 건축공학부 교수

KBC 2008(안) 제5장 콘크리트구조는 한국콘크리트학회에서 연구·제정한 콘크리트구조설계기준(KCI 2007)을 바탕으로 하고 있으며, 콘크리트구조설계기준은 정부의 관련부서와 한국콘크리트학회의 주관아래 만든 콘크리트 구조물에 관한 설계기준이다. 그 목적은 무근콘크리트, 철근콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트구조물을 설계하기 위해 필요한 기술적 사항을 기술함으로써, 콘크리트구조물의 안전성, 사용성 및 내구성을 확보하는 것이다. 본 고는 2000년도 개정 콘크리트 구조설계기준(KCI 2007)을 건축구조의 실정에 적합하도록 수정한 KBC 2008(안)의 주요 개정내용을 정리한 것이다.

1. 콘크리트 탄성계수

KCI 2003	KBC 2008(안)
<p>(1) 콘크리트의 탄성계수는 다음과 같이 계산하여야 한다.</p> <p>① 콘크리트의 압축강도가 30MPa 이하이고, 단위질량 w_c의 값이 1,450-2,500 kg/m³인 콘크리트의 경우 식 (3.4.3)에 따라 계산하여야 한다.</p> $E_c = 0.043m_c^{1.5}\sqrt{f_{ck}}(\text{MPa}) \quad (3.4.3)$ <p>다만 보통골재를 사용한 콘크리트($w_c=2,300 \text{ kg/m}^3$)의 경우는 식 (3.4.4)를 이용할 수 있다.</p> $E_c = 4,700\sqrt{f_{ck}}(\text{MPa}) \quad (3.4.4)$ <p>② 콘크리트의 압축강도가 30MPa를 초과한 경우로서 단위질량 w_c의 값이 1,450-2,500 kg/m³인 콘크리트의 경우 식 (3.4.5)에 따라 계산할 수 있다.</p> $E_c = 0.030m_c^{1.5}\sqrt{f_{ck}} + 7,700(\text{MPa}) \quad (3.4.5)$ <p>다만 보통골재를 사용한 콘크리트 ($w_c=2,300 \text{ kg/m}^3$)의 경우 다음 식 (3.4.6)을 사용할 수 있다.</p> $E_c = 3,300\sqrt{f_{ck}} + 7,700(\text{MPa}) \quad (3.4.6)$	<p>(1) 콘크리트의 활선탄성계수는 콘크리트의 단위질량 값이 1,450-2,500 kg/m³인 콘크리트의 경우 식 (3.4.1)에 따라 계산하여야 한다.</p> $E_c = 0.077m_c^{1.5}\sqrt[3]{f_{cu}}(\text{MPa}) \quad (3.4.1)$ <p>다만 보통골재를 사용한 콘크리트($m_c=2,300 \text{ kg/m}^3$)의 경우는 식 (3.4.2)를 이용할 수 있다.</p> $E_c = 8,500\sqrt[3]{f_{cu}}(\text{MPa}) \quad (3.4.2)$ <p>여기서,</p> $f_{cu} = f_{ck} + 8(\text{Mpa}) \quad (3.4.3)$ <p>크리프 계산에 사용되는 콘크리트의 초기접선탄성계수와 활선탄성계수와의 관계는 식(3.4.4)와 같다.</p> $E_c = 0.85E_{ci} \quad (3.4.4)$

최근 콘크리트가 고강도화 됨에 따라 기존의 식(3.4.3)에 의한 탄성계수값은 너무 크게 예측하는 것으로 보고되고 있다. 콘크리트의 탄성계수를 정할 시에 설계기준강도(f_{ck})를 사용하기 보다는 실제강도(f_{cu})를 사용하는 것이 타당하며, 압축강도의 제곱근보다는 압축강도의 0.33-0.4승에 비례한다고 보고되어지고 있다. 또한 Pauw(1960)의 연구에 의하면 콘크리트의 용적질량이 1,500-2500 kg/m³ 사이의 콘크리트 탄성계수는 종전 설계기준과 같이 콘크리트 강도에 따라 다른 2개의 수식을 사용하지 않고도, 하나의 수식으로도 유사한 정확도를 얻을 수 있다.

2. 하중계수, 하중조합

강도설계법에서 구조물의 안전 여유를 확보하기 위하여 제시하는 요구사항($U \leq \phi$ 공칭강도)으로 소요강도 U 는 사용하중에 예상을 초과한 요인을 고려한 하중계수를 곱함으로써 계산된다.

KCI 2003	KBC 2008(안)
(1) 철근콘크리트 구조물을 설계할 때 아래에 제시된 하중계수와 하중조합을 모두 고려하여 해당 구조물에 작용하는 최대 소요강도에 대하여 만족하도록 설계하여야 한다.	(1) 철근콘크리트 구조물을 설계할 때는 아래에 제시된 하중계수와 하중조합을 모두 고려하여 해당 구조물에 작용하는 최대 소요강도에 대하여 만족하도록 설계하여야 한다.
(2) 다음 (3)에서 (8)까지 규정에서 나열된 하중조합에서 지하구조물과 같이 고정하중이 지배적인 구조물은 식 중의 1.4D항의 D 대신에 1.1D를 대입하여야 한다.	$U=1.4(D+F+H_v)$ (3.3.1)
(3) 고정하중(D)과 활하중(L)이 작용하는 경우 식 (3.3.1)에 따라야 한다.	$U=1.2(D+F+T)+1.6(L+\alpha_H H_v+H_h)+0.5(L_r \text{ 또는 } S \text{ 또는 } R)$ (3.3.2)
$U=1.4D+1.7L$ (3.3.1)	$U=1.2D+1.6(L_r \text{ 또는 } S \text{ 또는 } R)+(1.0L \text{ 또는 } 0.8W)$ (3.3.3)
(4) 고정하중(D), 활하중(L) 및 풍하중(W)이 작용하는 경우 식(3.3.1) 이외에도 식 (3.3.2)와 식 (3.3.3)을 고려하여야 한다.	$U=1.2D+1.6W+1.0L+0.5(L_r \text{ 또는 } S \text{ 또는 } R)$ (3.3.4)
$U=0.75(1.4D+1.7L+1.7W)$ (3.3.2)	$U=1.2D+1.0E+1.0L+0.2S$ (3.3.5)
이때 활하중(L)은 영(0)일 때도 검토하여야 한다. 또한 고정하중과 풍하중이 서로 상쇄되는 하중효과를 보이는 경우에는 아래의 하중조합을 검토하여야 한다.	$U=1.2(D+F+T)+1.6(L+\alpha_H H_v)+0.8H_h+0.5(L_r \text{ 또는 } S \text{ 또는 } R)$ (3.3.6)
$U=0.9D+1.3W$ (3.3.3)	$U=0.9D+1.6W+1.6(\alpha_H H_v+H_h)$ (3.3.7)
(5) 고정하중(D), 활하중(L) 및 지진하중(E)이 작용하는 경우 식 (3.3.1) 이외에도 식 (3.3.4)와 식 (3.3.5)를 고려하여야 한다.	$U=0.9D+1.0E+1.6(\alpha_H H_v+H_h)$ (3.3.8)
$U=0.75(1.4D+1.7L+1.8E)$ (3.3.4)	(2) 식 (3.3.3), (3.3.4) 및 (3.3.5)에서 활하중 L에 대한 하중계수는 0.5로 감소시켜도 되지만, 차고, 공공집회 장소 및 L이 5.0 kN/m ² 이상인 모든 장소에 대해서는 감소시키지 않는다.
이 때 활하중(L)은 영(0)일 때도 고려하여야 한다. 또한 고정하중과 지진하중이 서로 상쇄되는 하중효과를 보이는 경우에는 아래의 하중조합을 검토하여야 한다.	(3) 식(3.3.4)와 (3.3.7)에서 풍하중W에 대하여 방향성계수로 감소되지 않은 값을 사용하는 경우에는 1.6W 대신 1.3W를 사용하여야 한다.
$U=0.9D+1.4E$ (3.3.5)	(4) 식(3.3.5)와 식(3.3.8)에서 지진하중 E에 대하여 사용수준 지진력을 사용하는 경우에는 1.0E대신 1.4E를 사용한다.
(6) 고정하중(D)과 활하중(L), 그리고 횡방향 토압과 지하수압(H)이 작용하는 경우 식 (3.3.1) 이외에도 식(3.3.6)과 (3.3.7)을 고려하여야 한다.	(5) 식(3.3.7)와 식(3.3.8)에서 흙, 지하수 또는 기타 재료의 횡압력에 의한 하중 H _v 로 인한 하중효과가 W 또는 E로 인한 하중효과를 상쇄시키는 경우에는 H _v 및 H _h 에 대한 하중계수를 0으로 한다. 만일 측면 토압이 다른 하중에 의한 구조물의 거동을 감소시키는 저항효과를 준다면 이를 H _v 에 포함시키지 않아야 하지만 설계강도를 계산할 때는 H _v 의 효과를 고려하여야 한다.
$U=1.4D+1.7L+1.8H$ (3.3.6)	(6) 구조물에 충격의 영향이 작용하는 경우 활하중(L)을 충격효과(I)가 포함된 (L+I)로 대체하여 상기 식들을 적용하여야 한다.
$U=0.9D+1.8H$ (3.3.7)	(7) 부등침하, 크리프, 건조수축, 팽창콘크리트의 팽창량 및 온도변화는 사용구조물의 실제 상황을 고려하여 계산하여야 한다.
① 활하중(L)은 (0)일 때도 반드시 고려하여 식(3.3.6)에 따라 검토하여야 한다.	(8) 포스트텐션 정착부 설계에 대하여 최대 프리스트레싱 강재 긴장력에 하중계수 1.2를 적용하여야 한다.
② 지하구조물등에서 시공 중 또는 시공 후 횡토압이 실제보다 작게 작용하여 구조물에 불리하게 작용하는 경우에는 실제 감소된 토압과 하중계수가 1 이하인 값을 사용하여 검토하여야 한다.	
③ 지하구조물의 상부 슬래브에 연직으로 작용하는 흙과 지하수 하중에 대해서는 고정하중에 대한 하중계수를 적용한다.	
(7) 고정하중(D), 활하중(L) 및 유체압(F)이 작용하는 경우 식(3.3.1) 이외에 식 (3.3.8)과 식(3.3.9)에 따라야 하며, 이 때 유체압은 밀도와 작용높이가 확실하게 알 수 있는 경우에만 한정적으로 적용할 수 있으며, 지하구조물에 대한 지하수압은 앞의 (6)의 규정에 따라야 한다.	
$U=1.4D+1.7L+1.5F$ (3.3.8)	
$U=0.9D+1.5F$ (3.3.9)	
(8) 고정하중(D)과 활하중(L) 그리고 부등침하, 크리프, 건조수축 또는 온도변화 등이 작용하는 경우 식(3.3.1) 이외에도 식(3.3.10)과 식(3.3.11)을 검토하여야 한다.	
$U=0.75(1.4D+1.7L+1.5T)$ (3.3.10)	
$U=1.4D+1.5T$ (3.3.11)	
(9) 구조물에 충격의 영향이 작용하는 경우 활하중(L)을 충격효과 (I)가 포함된 (L+I)로 대체하여 상기 식들을 적용하여야 한다.	

(1)항의 규정은 하중의 변경, 구조해석시의 가정 및 계산의 단순화로 인하여 야기될지 모르는 초과하중의 영향에 대비한 것으로 고정하중(D)과 활하중(L)의 기본 계수는 줄어들었지만 소요강도는 종전에 비해 큰 차이는 없으나 기본 하중계수의 값이 다소 작아져 안전율이 줄어들었다. 그러나 강도감소계수도 같이 작아져 안전율이 종전에 비해 크게 변하지는 않고 고정하중에 대한 활하중의 비에 따라 다소 커지거나 작아진다. 활하중이 없을 때, 식(3.3.4)는 식(3.3.6)으로 주어진다. 이것은 고정하중이 풍하중과 조합될 때 연직하중이 큰 경우가 구조물을 더 안전하게 하는 경우에는 오히려 고정하중이 감소될 가능성을 고려하기 때문이다. 이 항의 하중계수의 규정을 적용할 때에는 특히 부호에 주의해야 하는데 그 이유는 D, L, W, E, H 및 F의 영향은 가끔 반대의 의미를 가질 수 있으므로 축방향 인장력, 부반력 또는 반대의 힘을 유발시킬 수 있기 때문이다.

(3)항의 풍하중 산정 시에는 방향성이 고려되는 경우에는 0.85가 곱하여져 하중 값이 감소된다. 따라서 하중조합에서 풍하중과 관련된 하중계수는 그만큼 증가되었다.(1.3/0.85=1.53 반올림 1.6) 만일 설계풍하중 산정 시 방향성계수를 고려하지 않은 경우에는 하중조합에서 풍하중 계수는 1.3을 사용한다.

(5)항의 식(3.3.5)와 (3.3.7)의 지진하중 E는 현재 각 시설물 설계기준의 내진설계면에서 사용하고 있는 최대 지진하중을 말하며 E는 이미 극한하중 수준의 설계하중으로서 소요 강도를 나타내므로 계수를 1.0으로 한다. 만일 지진하중 E에 대하여 사용하중 수준의 지진력을 사용하는 경우에는 하중계수로 1.4를 곱하여 소요강도를 구한다.

(6)항의 주차장, 하역장, 창고바다, 엘리베이터 샤프트 등과 같이 활하중(L)이 짧은 시기에 작용되는 구조물은 충격효과(I)를 고려하여야 한다.

(8)항 최대 프리스트레싱 강재 긴장력에 적용되는 하중계수 1.2는 규정된 프리스트레싱 강재의 항복강도의 약 113%에 이르는 설계하중으로 되나, 공칭 극한강도의 96%를 넘지 않는다. 이것은 앵커의 효율계수에 의해 제한되는 최대 도달 가능한 긴장력과 잘 비교된다.

3. 강도감소계수

강도설계법에서 구조물의 안전 여유를 확보하기 위하여 제시하는 요구사항($U \leq \phi$ 공칭강도)으로 설계강도는 공칭강도에 강도감소계수 ϕ 를 곱함으로써 계산된다.

KCI 2003	KBC 2008(안)
(2) 강도감소계수는 다음 규정에 따라야 한다. 다만 건물 또는 품질관리가 철저하게 이루어진 프리캐스트 부재에 대해서는 아래 ①의 휨모멘트 또는 휨모멘트와 축인장력, ②의 축인장력, ④의 전단력과 비틀림모멘트의 강도감소계수를 아래 규정값보다 0.05씩 크게 취할 수 있다.	(2) 강도감소계수는 다음규정에 따라야 한다.
① 휨모멘트, 또는 휨모멘트와 축인장력이 동시에 작용	① 6.2.2(4)에 정의된 인장지배 단면 0.85
(가) 보통 철근콘크리트 부재 0.85	② 6.2.2(3)에 정의된 압축지배 단면 0.70
(나) 프리스트레스트 콘크리트 부재 0.85	(가) 나선철근 규정에 따라 나선철근으로 보강된 철근콘크리트 부재 0.70
② 축인장력 0.85	(나) 그 이외의 철근콘크리트 부재 0.65
③ 축압축력 또는 휨모멘트와 축압축력이 동시에 작용	(다) 공칭강도에서 최외단 인장철근의 순인장변형률 ϵ_t 가 압축지배와 인장지배 단면 사이일 경우에는, ϵ_t 가 압축지배 변형률 한계에서 0.005로 증가함에 따라 ϕ 값을 압축지배 단면에 대한값에서 0.85까지 증가시킨다.
(가) 나선철근 규정에 따라 나선철근으로 보강된 철근콘크리트 부재 0.75	③ 전단력과 비틀림 모멘트 0.75
(나) 그 이외의 철근콘크리트 부재 0.70	④ 콘크리트의 지압력(포스트텐션 정착부나 스트럿-타이 모델은 제외) 0.65
(다) 압축부재의 축도 ϕ_{P_n} 이 ϕ_{P_n} 또는 $0.1f_{ck}A_g$ 중 작은 값보다 작은 경우, ϕ 값은 (가) 또는 (나)에 해당하는 ϕ 값과 $P_n=0$ 에 대한 해당 ϕ 값 사이에 직선보간법을 적용하여 구할 수 있다.	⑤ 포스트텐션 정착구역 0.85
④ 전단력과 비틀림 모멘트 0.80	⑥ 스트럿-타이 모델과 그 모델에서 스트럿, 타이, 절점부 및 지압부 0.65
⑤ 콘크리트의 지압력 0.70	⑦ 긴장재 물힘길이 정칙길이보다 작은 프리텐션 부재의 휨 단면
⑥ 무근콘크리트의 휨모멘트, 압축력, 전단력, 지압 0.65	(가) 부재의 단부에서 전달길이 단부까지 0.75
	(나) 전달길이 단부에서 단부사이에서는 ϕ 값은 0.75에서 0.85까지 선형적으로 증가시킨다.
	긴장재가 부재 단부까지 부착되지 않은 경우에는, 부착력저하 길이의 끝에서부터 긴장재가 매입된다고 가정하여야 한다.
	⑧ 무근콘크리트의 휨모멘트, 압축력, 전단력, 지압력 0.55

휨모멘트와 축력을 받는 부재에 대하여 압축지배단면은 공칭강도에서 최외단 인장철근의 순인장변형률 ϵ_t 가 압축지배변형률 한계인장철근 항복변형률 ϵ_y 이하인 경우를 말하고, 인장지배단면은 공칭강도에서 최외단 인장철근의 순인장변형률 ϵ_t 가 인장지배변형률 한계인 2.5 ϵ_y 이상인 경우를 말한다. 순인장변형률 ϵ_t 는 공칭강도에서 최외단 인장철근 또는 긴장재의 인장변형률에서 프리스트레스, 크리프, 건조수축, 온도변화에 의한 변형률을 제외한 인장변형률이다.

①, ② 적용 시 외력에 의하여 발생하는 경우를 말함, 프리스트레스 힘에 의한 효과는 포함하지 않는다. 기존에는 ϕ 의 크기를 규정할 때, 하중형식으로 나누어 적용하였지만 이제는 공칭강도에서의 단면의 변형률 조건에 따라 ϕ 계수를 정한다. 압축지배단면이 연성이 더 작고, 큰 하중구역을 지지하는 부재에서 발생하기 때문에 압축지배단면이 인장지배단면보다 더 작은 ϕ 계수값을 사용하고 나선철근부재는 피철근 부재보다 연성이나 인성이 좋기 때문에 더 큰 ϕ 계수값을 갖는다.

인장지배단면에 대한 순인장변형률 한계는 이전 기준에서 정의한 ρ/ρ_b 로도 나타낼 수 있다. SD400 철근의 직사각형단면에 대하여 순인장변형률 0.005는 9/96비율로 0.63에 해당한다.

⑤항 정착부의 실험연구를 보면 넓게 분산된 결과를 보이므로 이를 반영하여 ϕ 계수를 0.85로 한다. ⑥항의 스트럿-타이모델에서 사용한 ϕ 계수는 전단에 대한 ϕ 값을 써서 모델의 스트럿, 타이 및 지압부에 적용한다. ⑦항에서 위험단면이 긴장재가 완전히 정착되지 않은 구간에서 발생한다면, 부착 미끄럼으로 인한 파괴가 발생할 수 있고, 이러한 파괴는 취성 전단 파괴와 흡사하므로 ϕ 를 감소시킬 필요가 있다. 만약 긴장재가 부재단부까지도 부착되어 있지 않다면 안전측으로 ϕ 값을 0.75로 한다.

〈표 3.1〉 KBC 2008 강도감소계수 조정

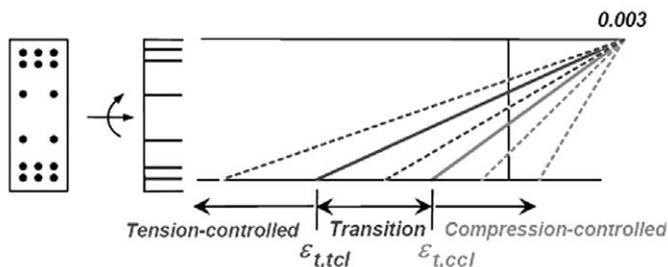
구분	하중작용 및 대상	ACI-99	KCI-2003	하중작용 및 대상	ACI-03 (ACI-99 부록)	KBC 2008
U	하중조합	1.4D+1.7L	1.4D+1.7L 1.54D+1.7L	하중조합	1.2D+1.6L 1.4D	1.2D+1.6L 1.4D
ϕ	휨, 인장, 인장+휨	0.90	0.85	인장지배 단면	0.90(0.80)	0.85
	압축, 압축+휨 -나선철근부재 -기타(띠철근)	0.75	0.75	압축지배 단면 -나선철근부재 -기타(띠철근)	0.70	0.70
		0.70	0.70		0.65	0.65
	전단과 비틀림	0.85	0.80	전단과 비틀림	0.75	0.75
	지압	0.70	0.70	지압	0.65	0.65
	무근콘크리트	0.65	0.65	무근콘크리트	0.55	0.55
	현행 KCI-2003에서 건물의 경우에는 휨, 인장, 인장+휨, 전단, 비틀림에 대하여 강도감소계수를 0.05씩 크게 취할 수 있다.	포스트텐션정착구역			0.85	0.85
스트럿-타이모델				0.75	0.75	
특수한 경우 프리텐션 부재의 휨				0.75-0.90	0.75-0.90	

4. 휨-압축에 대한 강도감소계수 적용법, 모멘트 재분배

4.1 휨-압축 부재의 강도감소계수 적용

기 존	개 정
휨 $\phi_c=0.85$ 축압축력과 휨+축압축력 $\phi_c=0.70$ or 0.75 $0 \leq \phi P_n \leq [\phi P_b \text{ or } 0.1 f_{ck} A_g]_{\text{lesser}} \rightarrow \phi_c \leq \phi \leq \phi_f$	순인장변형률 기준의 ϕ 적용 (RC, PSC, 휨, 휨-압축 공동)

부재의 공칭휨강도는 압축연단의 콘크리트 변형률이 콘크리트의 극한 변형률에 도달하였을 때의 휨모멘트이다. 순인장변형률 ϵ_t 는 공칭강도에서 최외곽 인장철근 또는 긴장재의 인장 변형률에서 프리스트레스, 크리프, 건조수축, 온도변화에 의한 변형률을 제외한 인장변형률이다. 최외곽 인장철근 또는 긴장재의 순인장변형률은 공칭강도에서의 변형률분포로 결정된다.



〈그림 3.1〉

〈표 3.2〉

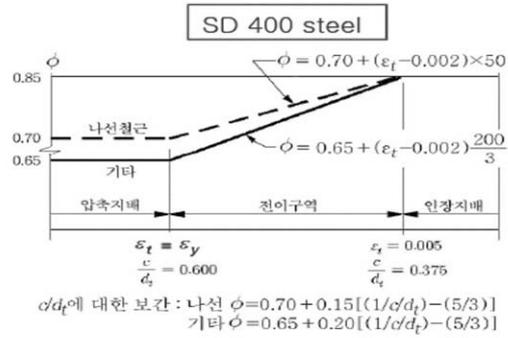
구분	강재종류	$\epsilon_{t,ccl}$	$\epsilon_{t,tcl}$
RC	SD400 이하	ϵ_y	0.005
	SD400 초과	ϵ_y	$2.5\epsilon_y$
PSC	PS강재	0.002	0.005

4.2 순인장변형률에 따른 강도감소계수의 적용

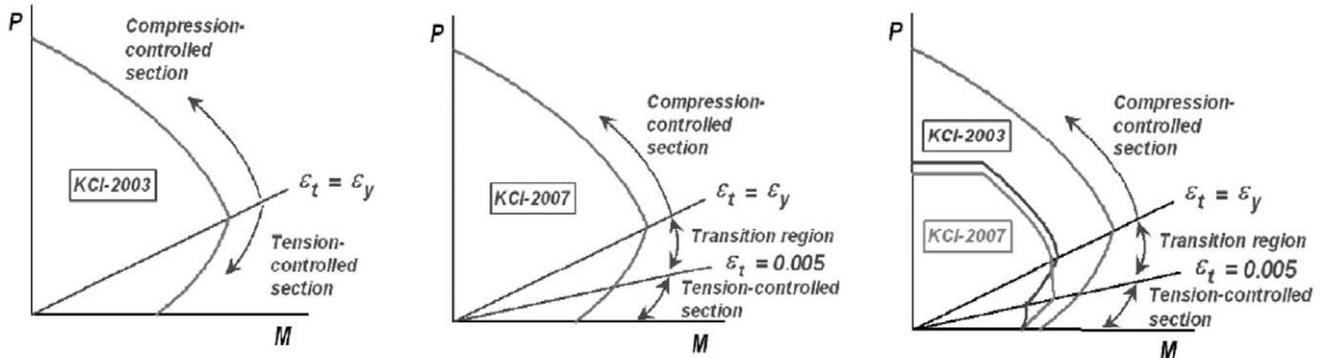
〈표 3.3〉

적용구조	지배 단면	KBC 2008(안)	
		순인장변형률, ϵ_t	강도감소계수
RC, PSC	압축지배	$1.0\epsilon_y$ 이하	0.65
	변화구간	$1.0\epsilon_y \sim 0.005(2.5\epsilon_y)$	0.65~0.85
	인장지배	0.005 이상($2.5\epsilon_y$ 이상)	0.85

(cf.)PSC에서는 $\epsilon_y = 0.002$
변형률 0.005는 $0.32\beta_1$ 에 해당



〈그림 3.2〉



〈그림 3.3〉

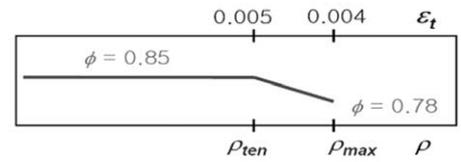
콘크리트의 변형률이 극한 변형률에 이르렀을 때 최외곽 인장철근 또는 긴장재의 순인장변형률이 철근 항복변형률의 2.5배 이상으로 충분히 큰 경우에는 과도한 처짐이나 균열의 발생으로 파괴의 징후를 쉽게 알 수 있는 인장지배단면으로 정의된다. 공칭강도에서 최외곽 인장철근 또는 긴장재의 순인장변형률이 압축지배 변형률 한계 미만으로 매우 작은 경우에는 파괴가 임박했음을 나타내는 징후가 없이 급격히 파괴되는 취성파괴가 발생할 수 있다. 일반적으로 휨부재는 인장지배 단면이며 압축부재는 압축지배 단면이지만, 축력이 작고 휨모멘트가 큰 경우에는 압축지배 단면과 인장지배 단면의 변화구간에 있게 된다. 압축지배 단면, 인장지배 단면, 변화구간 단면에 대한 강도감소계수는 표3.3과 같이 나타낼 수 있다.

4.3 휨부재의 강도감소계수 적용 및 최대철근

KCI 2003	KBC 2008(안)
최대철근비 $\rho_{max} = 0.75\rho_b + \rho'$	순인장변형률의 최소허용값 0.004 (SD500은 $2\epsilon_y$) 기준

〈표 3.4〉

철근종류	항복변형률 ϵ_y	인장지배 한계		휨 부재 최소 허용값		
		인장지배 변형률 한계	해당 철근비 ρ_{max}	최소 허용 변형률	해당 철근비 ρ_{max}	ϕ
SD300	0.0015	0.005	$0.536\rho_b$	0.004	$0.634\rho_b$	0.79
SD350	0.00175	0.005	$0.594\rho_b$	0.004	$0.679\rho_b$	0.79
SD400	0.002	0.005	$0.625\rho_b$	0.004	$0.714\rho_b$	0.78
SD500	0.0025	0.00625	$0.595\rho_b$	0.005	$0.688\rho_b$	0.73



〈그림 3.4〉

표 3.4는 철근의 설계기준항복강도에 따른 각 지배단면의 변형률 한계와 휨부재에 대한 인장지배 한계 단면을 과거 설계기준의 형식인 철근비로 나타낸 것으로서 균형철근비를 갖는 휨부재는 변화구간 단면으로서 0.80보다 작은 강도감소계수를 적용한다. 특별히 큰 연성이 요구되지 않는 경우 철근 항복변형률의 2.5배 또는 0.005의 인장변형률 한계는 대부분의 설계에서 연성거동에 대한 충분한 조건이 될 수 있다.

4.4 휨부재의 모멘트 재분배

KCI 2003	KBC 2008(안)
<p>3.4.2.</p> <p>(1) 근사해법에 의해 휨모멘트를 계산한 경우를 제외하고, 어떠한 가정의 하중을 적용하여 탄성이론에 의하여 산정한 연속 휨부재 받침부의 부휨모멘트는 다음 분량만큼 증가 또는 감소시킬 수 있다.</p> $20\left(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b}\right)\% \quad (3.4.1)$ <p>(2) 경간내의 단면에 대한 휨모멘트의 계산은 수정된 부휨모멘트를 사용하여야 한다.</p> <p>(3) 부휨모멘트의 재분배는 휨모멘트를 감소할 단면의 철근비 ρ 또는 $(\rho - \rho')$가 $0.5\rho_b$이하인 경우에만 가능하다. 여기서 ρ_b는 다음 식 (3.4.2)와 같이 구하여야 한다.</p> $\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \quad (3.4.2)$	<p>(1) 근사해법에 의해 휨모멘트를 계산한 경우를 제외하고, 어떠한 가정의 하중을 적용하여 탄성이론에 의하여 산정한 연속 휨부재 받침부의 부휨모멘트는 20%이내에서 1000ϵ_t%만큼 증가 또는 감소시킬 수 있다.</p> <p>(2) 경간 내의 단면에 대한 휨모멘트의 계산은 수정된 부휨모멘트를 사용하여야 한다.</p> <p>(3) 부휨모멘트의 재분배는 휨모멘트를 감소할 단면의 최외단 철근의 순인장 철근변형률 ϵ_t가 0.0075 이상인 경우에만 가능하다.</p>

많은 실험에 의해 얻어진 콘크리트 극한변형률과 소성힌지 길이에 대한 안전측의 값을 사용하고, 작은 회전능력을 가정하더라도 휨부재는 철근비에 따라 7.5~20% 사이에 휨모멘트 재분배가 일어나는 것으로 알려졌다며 그 결과는 안전한 것으로 판명되었다. Cohn과 Mattock(1965)의 연구는 이러한 결론을 뒷받침해 주며, 이들의 연구는 부재가 기준의 요구사항을 만족하고 있다면, 기준에 따라 허용한 휨모멘트 재분배에 대한 회전능력이 충분히 있다고 보고하고 있다. 이전 기준에서 철근비에 따라 최대허용재분배율을 규정하고 있지만 개정 기준에서는 최대허용재분배율을 공칭강도에서 인장철근의 최대변형률 ϵ_t 에 따라 규정하고 있다.

5. 균열 제어, 표피철근

5.1 균열 제어

KCI 2003	KBC 2008(안)
<p>4.2.2 환경조건외의 구분</p> <p>4.2.3 허용균열폭</p> <p>4.2.4 균열의 검토</p>	삭제

ACI 318-02/05를 반영하고 국내 현실에 맞도록 수정되었다. 기존의 설계기준에서 균열폭을 넘지 않도록 철근을 배치하도록 한 규정을 삭제하고 균열발생의 원인 및 유해성에 관해 검토가 필요할 때에는 부록V에서 제시하는 방법에 따라 조치하도록 하였다.

KCI 2003	KBC 2008(안)
<p>6.3.3</p> <p>(4) 인장철근의 설계기준항복강도 f_{ck} 300MPa 이상인 경우 최대 정휨모멘트와 부휨모멘트를 받는 단면에서, 식(4.2.1)에 의해 구한 균열폭이 표 4.2.2의 허용균열폭 이하가 되도록 하여야 한다.</p>	<p>(4) 콘크리트 인장연단에 가장 가까이에 배치되는 철근의 중심간격 s는 아래 식 (6.3.3)과 식(6.3.4)에 의해 계산된 값 중에서 작은 값 이하로 하여야 한다.</p> $s = 375 \left(\frac{210}{f_s} \right) - 2.5c_c \quad (6.3.3)$ $s = 300 \left(\frac{210}{f_s} \right) \quad (6.3.4)$ <p>여기서 c_c는 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소두께이다. 철근이 하나만 배근된 경우에는 인장연단의 폭 s로 한다. f_s는 사용하중 상태에서 인장연단에서 가장 가까이에 위치한 철근의 응력으로 사용하중 휨모멘트에 대한 해석으로 결정하여야 하지만, 근사값으로 f_y의 2/3으로 사용하여도 좋다</p>

인장철근의 간격제한으로 균열을 제어하도록 개정하고 근래의 연구결과는 철근의 부식이 표면 균열폭과 직접적인 관계가 없는 것으로 나타나고 있음을 반영하고 있다.

균열제어는 항복강도가 300MPa 이상인 철근을 사용하는 경우 특히 중요하다. 그러나 현재의 규정된 철근상세를 따르면 400MPa의 항복강도를 갖는 철근을 사용하는 경우라 할지라도 적절한 균열제어를 할 수 있다. 현재 사용하고 있는 이형철근을 배근한 많은 실험연구에 의하면 사용

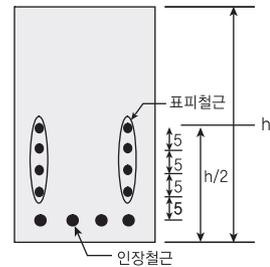
하중 상태에서의 균열폭은 철근의 응력에 비례하고 있음이 밝혀졌다. 그러나 철근 배근의 상세를 반영하는 중요한 변수는 콘크리트 피복두께와 각각의 철근을 둘러싼 최대 인장영역의 콘크리트 유효면적임이 밝혀지고 있다. 식 (6.3.3)과 (6.3.4)는 균열폭 0.3mm를 기본적으로 하여 철근 간격으로 표현한 것이다. 최선의 균열제어는 철근을 최대 콘크리트 인장영역에 고르게 분산시킴으로써 얻을 수 있다. 그리고 적당한 간격으로 배치된 여러 개의 철근은 같은 단면적을 갖는 한, 두 개의 철근보다 균열을 제어하는 데 더 효과적이다.

5.2 깊은 휨부재의 균열제어

KCI 2003	KBC 2008(안)
(6) 보나 장선의 유효깊이 d가 900mm를 초과하면, 종방향 표면철근을 가장 가까운 곳에 위치한 휨인장철근으로부터 d/2 지점까지에 부재 양쪽 측면을 따라 균일하게 배치하여야 한다. 이 때 한쪽면의 단위 m당 표면 철근의 면적 $A_{s,s}$ 는 $(d-750)\text{mm}^2$ 이상이어야 하고, 표면 철근의 최대간격은 d/6와 300mm 중 작은 값을 초과하지 않아야 한다. 개개의 철근이나 철망의 응력을 결정하기 위하여 변형을 적합조건에 따라 해석을 하는 경우, 이러한 철근은 강도계산에 포함될 수 있으며, 양측면의 종방향 표면 철근의 전체면적은 필요한 휨인장철근의 1/2를 초과할 필요는 없다.	(6) 보나 장선의 전체 두께 h가 900mm를 초과하면, 종방향 표피철근을 인장연단부터 h/2지점까지에 부재 양쪽 측면을 따라 균일하게 배치하여야 한다. 이 때 표피철근의 간격 s는 6.3.3(4)에 따라 결정하며, 여기서 c_c 는 표피철근의 표면에서 콘크리트 측면 표면까지의 최단 길이이다. 개개의 철근이나 철망의 응력을 결정하기 위하여 변형을 적합조건에 따라 해석을 하는 경우, 이러한 철근은 강도계산에 포함될 수 있다.

상대적으로 깊은 휨부재에서는 복부의 균열을 제어하기 위하여 그림 5.1과 같이 인장영역의 수직 표면 가까이 철근을 배치해야 한다. 이러한 보조철근을 사용하지 않으면 복부의 균열폭은 휨인장철근이 배치된 위치에서의 균열폭 크기를 훨씬 초과할 것이다.

표면철근을 배근하여야 할 조건에 대하여 이전의 설계기준에서 유효깊이 d를 기준으로 하던 것을 전체 두께 h를 기준으로 하도록 개정하였다. 또 이전의 설계기준에서는 표면철근의 양과 간격을 규정하였으나, 이 설계기준에서는 철근의 간격을 기준으로 설계하도록 개정하였다. 이는 표면철근의 크기보다는 간격이 균열제어에 주된 영향을 준다는 연구결과를 반영한 것이다. 일반적으로 표면철근은 지름이 10mm에서 16mm사이인 철근이나 철선을 사용하면 충분할 것이다. 깊은 보, 벽체 및 프리캐스트 패널에 대해 보다 많은 철근을 요구하는 곳에는 그들의 간격요구사항과 함께 이 규정이 사용되어야 한다.



〈그림 5.1〉

6. 프리스트레스트 콘크리트

6.1 설계개념

KCI 2003	KBC 2008(안)
9.2.2 (2) 프리스트레스트를 도입할 때, 사용하중이 작용할 때와 균열하중이 작용할 때의 응력계산은 다음과 같은 가정에 근거한 선형탄성이론에 따라야 한다.	(2) 프리스트레스트를 도입할 때, 사용하중이 작용할 때, 그리고 균열하중이 작용할 때 응력계산은 다음과 같은 가정에 근거한 선형탄성이론에 따라야 한다. (3) 프리스트레스트된 휨부재는 미리 압축을 가한 인장구역에서 사용하중에 의한 인장연단 응력 f_t 에 따라 다음과 같이 비균열 단면, 부분균열 단면, 완전균열 단면으로 구분된다. ① 비균열 단면 : $f_t \leq 0.62\sqrt{f_{ck}}$ ② 부분균열 단면 : $0.62\sqrt{f_{ck}} \leq f_t \leq \sqrt{f_{ck}}$ ③ 완전균열 단면 : $f_t = 1.0\sqrt{f_{ck}}$ 프리스트레스트 2방향 슬래브는 $f_t \leq 0.5\sqrt{f_{ck}}$ 를 만족하는 비균열 단면 부재로 설계되어야 한다. (4) 사용하중이 작용할 때 비균열 단면과 부분균열 단면에 속하는 휨부재의 응력은 비균열 단면을 사용하여 계산하여야 한다. 사용하중이 작용할 때 완전 균열 단면 휨부재의 응력은 균열 환산 단면을 사용하여 계산하여야 한다. (5) 프리스트레스트된 휨부재의 처짐은 4.3.3에 따라 산정한다.

프리스트레스트된 휨부재의 거동을 세 가지로 분류하였다. 비균열 단면 부재는 비균열 단면으로 거동하는 것으로 가정한다. 완전균열 단면 부재는 균열단면으로 거동하는 것으로 가정한다. 부분균열 단면부재는 비균열 단면과 균열단면의 중간수준으로 거동하는 것으로 가정한다. 표 6.1에 각 단면에 대한 사용성 요구치가 나타났다. 이들 class 들은 부차 방식 및 비부차방식 모두에 적용되지만, 단, 2방향 프리스트레스트 슬래브는 비균열 단면으로 설계되어야 한다.

〈표 6.1〉 사용성 설계기준

특성	프리스트레스트 콘크리트			프리스트레스 되지 않은 콘크리트
	비균열단면	부분균열 단면	완전균열 단면	
가정된 거동	비균열	비균열과 균열사이	균열	균열
사용하중하의 응력 계산을 위한 단면특성	전단면 9.2.2(4)	전단면 9.2.2(4)	균열단면 9.2.2(4)	해당 없음
긴장시 허용응력	9.3.1(1)	9.3.1(1)	9.3.1(1)	해당 없음
비균열단면에 근거한 허용압축응력	9.3.1(2)	9.3.1(2)	해당 없음	해당 없음
사용하중 9.2.2(3)에서 인장응력	$f_t \leq 0.62\sqrt{f_{ck}}$	$0.62\sqrt{f_{ck}} \leq f_t \leq 1.0\sqrt{f_{ck}}$	해당 없음	해당 없음
처짐계산 근거	4.3.3 전단면	4.3.3 2개 직선(bilinear) 모델 또는 유효단면 2차 모멘트	4.3.3 2개 직선(bilinear) 모델 또는 유효단면 2차 모멘트	4.3.1, 4.3.2 유효단면 2차 모멘트
균열 제어	해당 없음	해당 없음	6.3.3과 9.3.1(4)① 참조	6.3.3
균열 제어를 위한 Δpc 또는 f_s 의 계산	-	-	균열단면 해석	$M/(A_s \cdot \text{팔길이})$ 또는 $0.6f_t$
표피 철근	해당 없음	해당 없음	6.3.3(6)	6.3.3(6)

6.2 허용 응력

KCI 2003	KBC 2008(안)
9.3.1 (2) 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중 작용시의 콘크리트 휨응력은 다음 값 이하로 하여야 한다. ① 휨입축응력 $0.40f_{ck}$ ② 휨인장응력 (가) 일반적인 경우((나)와 (다)의 경우 제외) $0.50\sqrt{f_{ck}}$ (나) 심한 부식의 우려가 있는 경우 $0.25\sqrt{f_{ck}}$ (다) 환산균열단면과 2개의 선형으로 이루어진 모멘트-변위 관계를 기초로 해석한 결과 순간처짐과 장기처짐이 4.3.3의 규정을 만족하고 콘크리트 피복두께가 5.4.3(4)의 규정을 따른 경우 (2방향 슬래브 구조 제외) $\sqrt{f_{ck}}$	(2) 비균열 단면 또는 부분균열 단면인 프리스트레스된 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중이 작용할 때 콘크리트 휨응력은 다음 값 이하로 하여야 한다. 이 때 단면특성은 비균열 단면으로 가정하여 구한다. ① 압축연단응력(긴장력 + 지속하중) $0.45f_{ck}$ ② 압축연단응력(긴장력 + 전체하중) $0.60f_{ck}$

$0.45f_{ck}$ 는 반복하중에 의한 프리스트레스트 콘크리트의 파괴 가능성을 감소시키기 위한 제한값으로 이 값은 과도한 크리프 변형을 방지하기에 충분하다. 지속활하중, 변동활하중, 고정하중을 구분하지 않고 단일 식으로 평가하는 것은 불합리하다. 따라서 변동 활하중에 대해서는 제한값을 1/2 증가시켜 $0.60f_{ck}$ 의 제한값을 적용한다.

지속활하중과 고정하중이 전체 사용하중에서 큰 비중을 차지할 경우는 $0.45f_{ck}$ 의 제한값이 지배한다. 반대로 변동 또는 일시적인 활하중이 많은 비중을 차지하는 경우는 $0.60f_{ck}$ 의 제한값이 설계를 지배한다.

7. 벽체

KCI 2003	KBC 2008(안)
신설	11.4.3 세장한 벽체의 별도설계법 (1) 휨 인장이 지배적인 벽체의 설계 시, 11.4.3의 규정은 6.5.1을 만족하도록 반영되어야 한다. (2) 11.4.3 규정에 준하여 설계된 벽체는 11.4.3①에서 11.4.3⑥이 만족되도록 하여야 한다. ① 벽판은 단순지지되고 벽체 중앙에서 최대 모멘트 및 최대처짐이 발생하는 면외 균등한 횡하중을 받는 압축재로 고려하여 설계해야 한다.

신설

- ② 단면적은 전 길이에 대하여 일정한 것으로 보인다.
 - ③ 벽체는 인장이 지배적이어야 한다.
 - ④ 철근은 다음과 같은 설계강도를 확보하도록 선정하여야 한다. $\phi M_n \geq M_{cr}$
 - ⑤ 벽체의 설계 휨단면에 작용되는 집중 수직하중은 아래와 같은 폭에 분포된 것으로 가정하여야 한다.
 - (가) 지압폭과 지압면 양측면에서 수직으로 2, 수평으로 1의 비율로 확대한 폭을 더한 값과 같다.
 - (나) 집중하중 간격이하하여야 한다.
 - (다) 벽판의 연단을 초과하지 않아야 한다.
 - ⑥ 벽체 높이의 중앙부분에서 수직응력 P_u/A_g 는 $0.06f_{ct}$ 를 초과하지 않아야 한다.
- (3) 축력과 휨을 받는 벽체 높이의 중앙부에서의 설계 모멘트 ϕM_n 는 다음과 같은 조건을 만족시켜야 한다.
- $\phi M_n / M_u$ (14.4.3)
- 여기서: $M_u = M_{ua} + P_u + \Delta_u$ (14.4.4)
- M_{ua} 는 계수 횡하중과 편심 수직하중에 의한 벽체 높이 중앙부에서의 모멘트이고 Δ_u
- $\Delta_u = \frac{M_{ua}}{(0.75)48E_c J_{cr}}$ (14.4.5)
- M_u 는 처짐을 반복적으로 대입하여 계산하거나 다음 식을 이용하여 직접 계산되어야 한다.
- $M_u = \frac{M_{ua}}{(1.5)P_u \frac{L_c^2}{(0.75)48E_c J_{cr}}}$ (14.4.6)
- 여기서:
- $I_{cr} = \frac{E_s}{E_c} (A_s + \frac{P_u}{f_y})(d-c)^2 + \frac{I_u c^3}{3}$ (14.4.7)
- E_s/E_c 는 6이상 이어야 한다.

본 개정판에서 신설된 조항으로 벽판 상부가 전도에 대하여 구속된 프리캐스트 벽판의 면의 좌굴설계를 위한 규정에 대한 대체 설계를 위한 것이다. 창문 또는 다른 개구부를 갖는 경우 벽판은 전 높이에 걸쳐 일정한 단면을 갖는 것으로 고려하지 않고 이러한 경우 개구부의 영향이 고려되어야 한다.

8. 부록

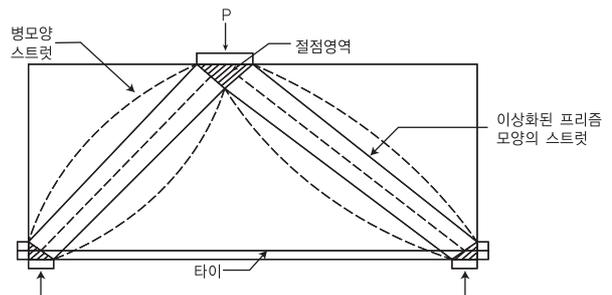
8.1 대체설계법

발주자가 필요하다고 인정하는 경우, 종전에 적용하던 콘크리트 구조설계기준(2003)을 적용할 수 있으며 일반적인 철근콘크리트는 종전에 적용하던 콘크리트 구조설계기준(2003)의 부록 I의 별도 설계법 적용이 가능하다.

8.2 내진설계를 위한 대체 고려사항

발주자가 필요하다고 인정하는 경우, 0521의 내진 설계 특별 고려사항에 대체하여 이 부록 II의 규정(강화된 규정)을 따를 수 있다.

8.3 스트럿-타이 모델

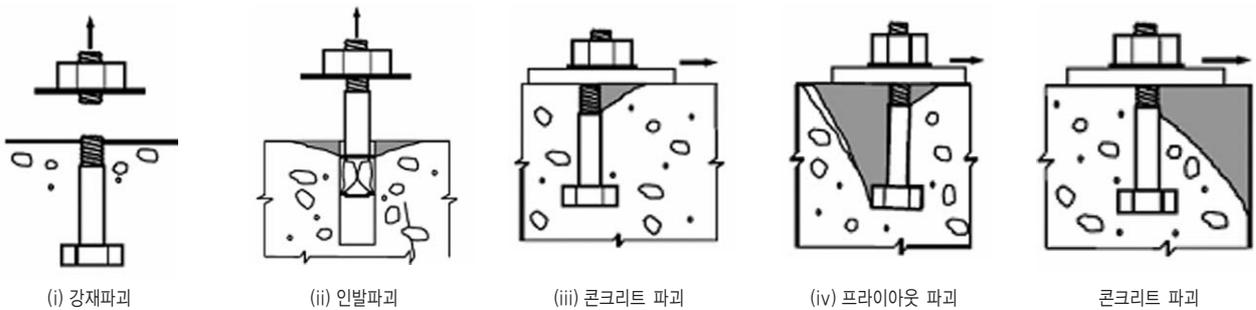


〈그림 8.1〉 스트럿-타이 모델의 구성요소

KCI 2003	KBC 2008(안)
<p>상설</p>	<ul style="list-style-type: none"> • 스트럿-타이 모델 : 스트럿 타이, 그리고 스트럿과 타이의 단면력을 지점이나 부근의 B 영역으로 전달시켜 주는 절점등으로 구성된 콘크리트 구조부재 또는 D영역의 설계를 위한 트러스 모델이다. • 스트럿 : 스트럿-타이 모델의 압축부재로서, 프리즘 모양 또는 부채꼴 모양의 압축응력을 표현하는 부재이다. • 타이 : 스트럿-타이 모델의 인장부재이다. • 절점 : 스트럿-타이 모델의 연결점으로서, 스트럿과 타이 그리고 집중하중의 중심선이 교차하는 점이다. • 절점영역 : 스트럿과 타이의 힘이 절점을 통해서 전달될 수 있도록 하는 절점 주변의 콘크리트 체적이다.

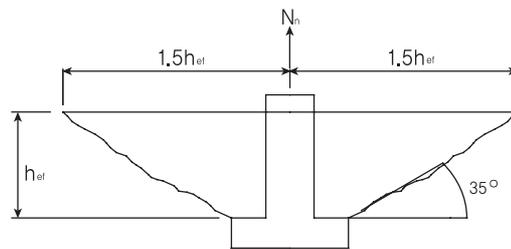
집중하중을 받는 깊은 보의 단순 스트럿-타이 모델에서 스트럿-타이 모델의 구성요소는 그림 8.1과 같이 스트럿, 타이, 그리고 절점으로 나눌 수 있다. 스트럿과 타이의 단면치수는 스트럿과 타이의 축에 직각인 두께와 폭으로 나타낸다. 두께는 트러스 모델의 평면에 수직이고, 폭은 트러스 모델의 평면에 있다.

8.4 콘크리트용 앵커

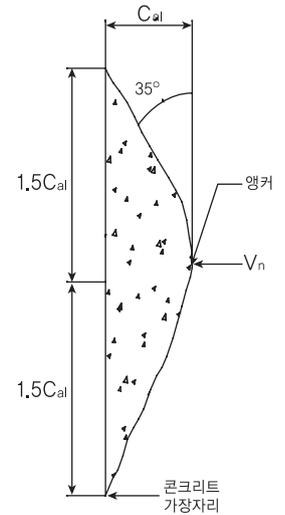


〈그림 8.2〉 앵커의 파괴유형

앵커그룹의 강도가 콘크리트 파괴에 의해 결정되면 거동은 취성적이 된다. 만약, 앵커 강도가 앵커 강재의 연성 항복에 의하여 결정되면 상당한 수준의 앵커 힘의 재분배가 일어 날 수 있다. 탄성이론에 의한 해석은 보수적이며 소성이론을 이용하여 연성 거동을 하는 앵커 그룹의 성능을 결정하는 비선형 해석방법이 있다.



(i) 인발에 의한 콘크리트 파괴 형상



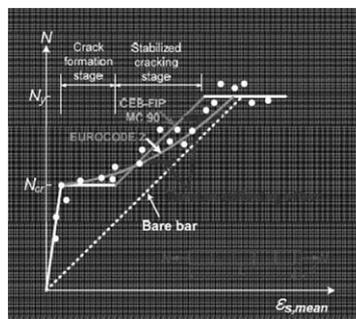
(ii) 전단에 의한 콘크리트 파괴형상

〈그림 8.3〉 콘크리트 파괴양상

9. 균열의 검증

- 내구성, 사용성, 미관, 수밀성 등에 대한 균열폭 검증이 필요한 경우에 적용.
- 4가지 환경조건에 대한 수정된 허용 균열폭 규정
- CEB-FIP 방식의 균열폭 계산법

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



〈그림 8.4〉