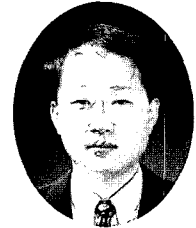


철근 콘크리트 보에서 압축력을 받는 콘크리트의 파괴에 대한 역학적 모델

- Mechanical Model for Failure of Compressed Concrete in Reinforced Concrete Beams -



이성태*
Yi, Seong Tae

이 기사는 Journal of Structural Engineering, ASCE 2002년 5월호에 실린 논문을 번역한 것이다.

1. 요약

콘크리트 구조물에 대한 많은 기준들의 요건에 따르면, 힘을 받는 철근 콘크리트 (RC) 보의 압축부에서의 응력은 일반적으로 일축의 응력-변형을 관계를 이용하여 계산한다. 이와 같은 접근은 가끔씩 압축력을 받는 콘크리트에서 부서짐이 발생할 때 보의 구조적 거동을 재현하지 못할 수 있다. 결과적으로, RC 구조물의 지지력과 그들의 연성은 근사적으로 평가된다. 본 논문에서는 압축을 받고 있는 콘크리트의 postpeak 거동은 활동면을 이용하여 모델링되었다. 이 활동 면의 표면에서 콘크리트의 손상은 RC 보의 모멘트-곡률곡선에서 연화부분에 그 원인이 있다. 제안된 활동현상의 수학적 표현은 압축력을 받는 콘크리트(즉, 연화부분의 거동이 압축영역의 크기와 변형률구배(곡률)에 의존하는)에 있어서 특정한 응력-변형을 관계를 정의하는 것이 얼마나 어려운지를 보여주고 있다.

2. 서론

힘을 받는 RC 보의 처짐과 극한강도는 적합조건과 두 재료의 구성방정식에 대한 가정에 근거하여 계산된다. 보의 단면에서 콘크리트와 철근에 대한 변형을 분포와 응력-변형을 곡선은 일반적으로 선형으로 가정한다. 압축력을 받는 콘크리트 있어서 선택되는 응력-변형을 관계식은 일정한 압축력을 받는 콘크리트 각주에 대해 수행된 실험결과로부터 얻을 수 있다. 이와 같은 방법에 있어서 어떤 휨부재의 콘크리트에서 불균일한 변형률은 일축압축을 받는 요소에서의 유사한 상태로 거동한다고 가정한다. 그럼에도 불구하고 연구자들은 곡률로 인한 변형률구배 뿐만 아니라 하중제하판, 전단세장비, 및 구속과 스트립의 조건에 의해 응력-변형을 곡선에 생기는 영향에 대하여 많은 결과를 보고해 왔다(Alca 등 1997).

최근 파괴역학의 발전으로 인하여 일정한 압축을 받는 콘크리트의 부서짐은 더욱 효과적으로 모델링화 될 수 있다. Jansen 과 Shah(1997)의 실험적 연구에서, 다양

한 콘크리트 원주공시체의 연화거동은 postpeak 압축응력-비선형 연화선도에서 한 개의 곡선으로 보이고 있다. 이 곡선은 공시체의 길이에 독립적이고 따라서 요소내에서 인장을 받는 경우와 유사하게 국소화된 손상면과 관련된 압축파괴에너지를 확인하는 것이 가능하다.(그림 1(a))

Markeset와 Hillerborg(1995)는 응력-변형을 곡선의 연화부분을 두 가지 다른 국소화된 손상영역(즉, 할렬균열과 부분적인 변형이 분포되는)에 그 원인이 있다고 하였다(그림 1(b)). Bazant와 Xiang (1997)은 콘크리트 슬래브의 좌굴이 두 균열 사이에서 일어나는 일축할렬균열의 손상 밴드(band)를 제안했다.(그림 1(c))

이들 경우에 있어서, 취성이나 준취성 파괴가 발생할 때(Wang과 Shrive, 1995), 일정한 압축력을 받는 콘크리트의 postpeak 거동에 대한 고전적인 정의에 대한 개정이 그 메커니즘 중 일부는 불분명한데도 불구하고 제안되었다. 예로서 힘을 받을 때는 변형률구배로 인해서 손상과정이 일축인장 때와 다르다. 정확하게 말하면, 4점 힘을 받는 철근콘크리트 보에 대한 실험에서는 압축력을 받는 콘크리트의 부서짐과 부수적으로 일어나는 v형 콘크리트층의 빠져나오에 의한 파괴모드를 체계적으로 알 수 있다(그림 1(d)) 참조.

* 정희원, 충청대학 토목공학과 교수

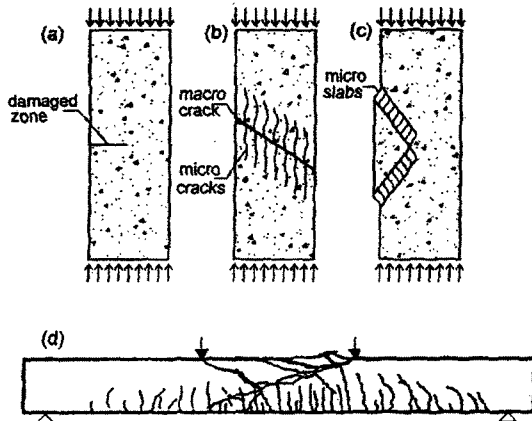


그림 1. Failure of compressed concrete: (a) uniaxial compression model of Jansen and Shah (1997); (b) uniaxial compression model of Markeset and Hillirborg (1995); (c) uniaxial compression model of Bazant and Xiang (1997); and (d) failure of compressed concrete in reinforced concrete beams

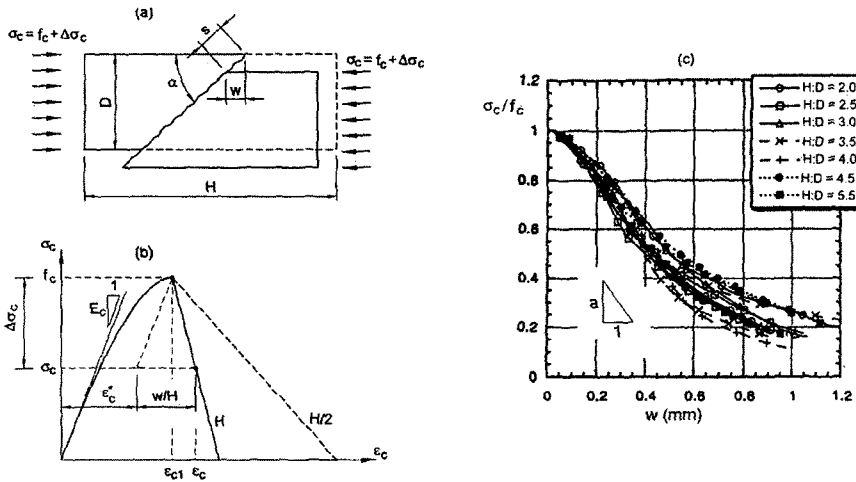


그림 2. Proposed model for failure of concrete in uniaxial compression: (a) free body diagram; (b) stress-strain relationship; (c) experimental results of Jansen and Shah(1997)

Adachi 등 1995). 이들 경우에 있어서, 곡률이 증가함에 따라 압축력을 받는 콘크리트에서의 손상은 보의 상부에서부터 시작하여 넓은 영역에 영향을 미치고 일축의 연화곡선은 물리적인 의미를 나타낼 수 없다.

이와 같은 어려움을 극복하기 위하여, 본 논문에서는 RC 보의 휨모멘트가 일정한 영역에서 콘크리트의 파괴를 모델링할 수 있는 역학적 모델식이 제안되었다. 보에서 압축력을 받는 부분의 거동은 콘크리트 각주의 거동과 유사하기 때문에 단순화시킬 목적으로 제안된 모델은 먼저 일축압축을 받는 각주에 대해서 개발되었고 그 후 이것이 휨으로 확대되었다.

3. 압축력을 받는 콘크리트의 파괴

3.1 일축압축에 대한 모델

콘크리트의 부서짐은 <그림 2(a)>에 설명되어 있다. 여기에는 활동면 주위에 국소화된 손상이 있다는 가정이 채택되어 있다(Nadai 1950). 이 그림에서 각주의 수평면과 활동면 사이의 각 α 는 Fujita 등 (1998)의 실험결과에 따라 17.5° 로 가정하였다. Mohr-Coulomb의 파괴기준에 따르면 일축압축의 경우에 이와 유사한 α 값들이 얻어진다(Nielsen 1999). 활동면을 따르는 활동변위 s 는 비탄성의 종방향 shortening $w = s \cdot \cos\alpha$ 를 발생시킨

다. 따라서 각주의 평균 postpeak 압축변형률 ϵ_c 는 다음 두 항, 즉 손상되지 않은 영역의 잔류변형률 ϵ_c^* 과 공시체의 길이 H 를 따른 종방향 shortening w 의 합이다 <그림 2(b)>. 따라서 ϵ_c 는 다음 식으로부터 계산할 수 있다.

$$\begin{aligned} \epsilon_c &= \epsilon_c^* + \frac{w}{H} \\ &= \epsilon_{c1} + \frac{\Delta\sigma_c}{E_c} + \frac{s \cdot \cos\alpha}{H} \end{aligned} \quad (1)$$

여기서 ϵ_{c1} = 최대응력(f_c)에서의 변형률, E_c = 탄성계수, 그리고 $\Delta\sigma_c$ = postpeak 응력감소분(-값)을 의미한다. Jansen과 Shah(1997)의 실험으로부터, postpeak 응력감소분과 shortening w 사이의 선형관계는 다음과 같이 가정할 수 있다.

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_c &= -a \cdot f_c \cdot w \\ &= -a \cdot f_c \cdot s \cdot \cos\alpha \end{aligned} \quad (2)$$

여기서, a 는 <그림 2(c)> $\sigma_c/f_c - w$ 곡선의 평균기울기이다. 이 식에서 $a f_c \cos\alpha$ 를 K 로 치환하면 $\Delta\sigma_c$ 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Delta\sigma_c = -K \cdot s \quad (3)$$

식 (3)을 식 (1)에 대입하여 정리하면 식 (4)를 얻을 수 있다.

$$\Delta\sigma_c = -K \frac{\epsilon_c - \epsilon_{c1}}{\frac{\cos\alpha}{H} - \frac{K}{E_c}} \cdot s \quad (4)$$

식 (4)에서 $\Delta\sigma_c$ 가 상수이면 공시체의 길이 H (<그림 2(b)> 참조)가 감소함에 따른 ϵ_c 에서의 증가치를 얻을 수 있다. 바꾸어 말하면 국소화된 손상으로 인해 연성은 축방향 압축을 받는 각주에서 그 길이

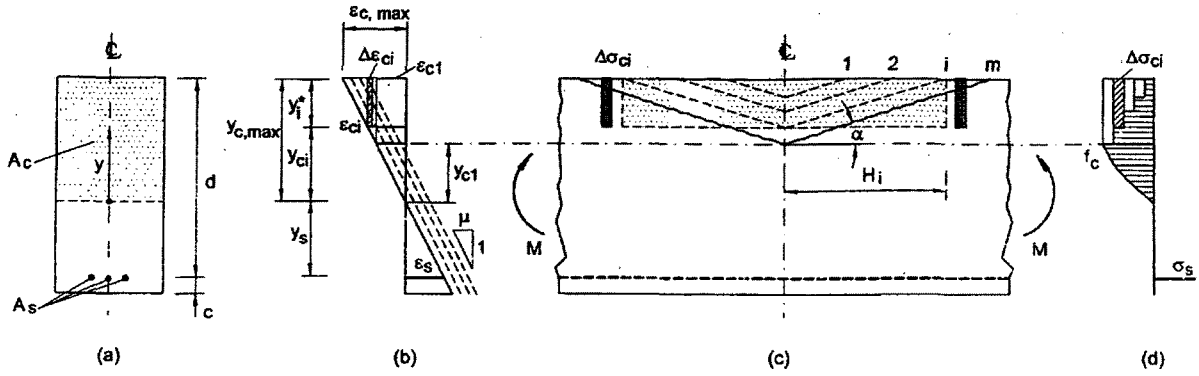


그림 3. Proposed model for failure of concrete in reinforced concrete beams in flexure: (a) cross section; (b) strain profile; (c) free-body diagram; (d) stress profile

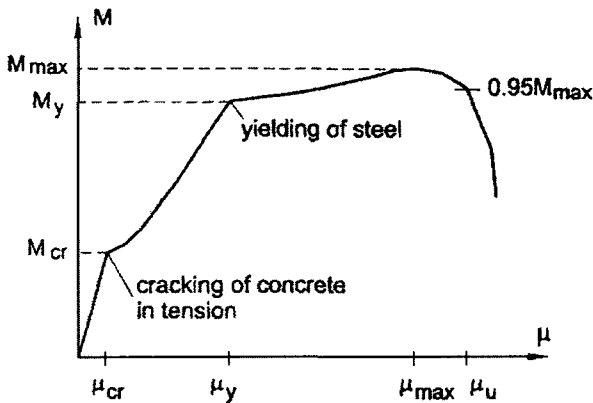


그림 4. Moment-curvature diagram of reinforced concrete beams

가 감소할수록 증가한다.(Van Mier, 1986)

콘크리트 부서짐의 모든 현상을 포함하는 식 (4)에서 매개변수 K는 활동면에 대하여 보다 개선된 모델을 이용하여 계산할 수 있다(Walraven과 Reinhardt, 1981). 그럼에도 불구하고 Jansen과 Shah(1997)의 실험결과는 K 값에 대한 유용한 지침을 제공하고 있다.

3.2 철근 콘크리트 보에서 모멘트-곡률 관계

힘을 받는 RC 보에서 전단강성은 일반적으로 무시되고 모멘트(M)-곡률(μ) 곡선은 보 단면의 구조적 거동을 완벽하게 나타낸다고 가정한다. 특히, 평편한 단면의 적합조건을 가정하면 일반적인 단면(그림 3(a))의 변형률 분포는 다음 식으로 계산할 수 있다.

$$\epsilon = \mu \cdot \gamma \quad (5)$$

여기서 μ는 곡률, γ는 중립축으로부터 계산하고자 하는 점까지의 거리를 나타낸다. 콘크리트와 철근의 응력-변형률 관계식을 이용하면 두 재료에서의 응력을 구할 수 있다. 이들은 다음과 같은 고전적인 평형방정식을 만족시켜야 한다.

$$\int_{A_c} \sigma_c dA + \sigma_s \cdot A_s = 0 \quad (6)$$

$$\int_{A_c} \sigma_c \cdot y dA + \sigma_s \cdot y_s \cdot A_s = M \quad (7)$$

여기서 A_s 와 A_c 는 각각 철근과 콘크리트의 단면적이다. 주어진 곡률(μ)에 대한 중립축의 위치 $y_{c,max}$ 는 식 (6)이 만족될 때까지 시행착오법(trial and error

procedure)을 이용하여 구할 수 있다(그림 3(b)). 그 후, 변형률과 관련이 있는 모멘트에 대한 식 (7)을 수행한다. 다른 곡률에 대해서도 동일한 과정을 수행함으로써 완전한 M-μ 곡선을 얻을 수 있으며(그림 4), 보의 연성을 계산하는 것도 가능하다(Fantilli 등, 1999). 이 곡선은 일반적으로 M이 M_{max} 의 95%까지 떨어질 때 연화부에서 급격하게 감소하여 끝이 난다. Rao 등(1971)에 의해서도 제안된 이와 같은 사실은 압축을 받는 콘크리트에 있어서 일축의 응력-변형률 곡선으로 인한 불확실성을 피하기 위해 도입되었다.

적절한 가정하에서 앞에서 설명된 일정한 압축을 받는 경우에 대한 활동모델은 보다 신뢰할 수 있는 모멘트-곡률 관계를 정의하기 위해 사용될 수 있다. 이 관계로부터 RC 보의 postpeak 연화거동을 정의할 수도 있다. 특히, <그림 3>에 나타난 직사각형 단면(그림 3(a))을 가지며 일정한 모멘트를 받고 있는 보에서 압축력을 받는 콘크리트의 손상은 활동면을 사용하여 모델링할 수 있다(그림 3(c)). 압축변형률이 ϵ_{c1} 을 넘어서는 부분은 곡률값이 클수록 증가한다. 즉, 활동면과 응력의 감소는 보의 넓은 지역에 영향을 미친다. 식 (4)에서, $\Delta\sigma_c$ 와 ϵ_{c1} 및 postpeak 변형률 ϵ_c 간의 차이의 직선관계는 그 영향들의 중첩을 가능하게 한다. 즉, <그림 3(d)>에 나타난 응력분포는 변형률의 성장과는 무관하다.

편리상, 응력분포중에서 ϵ_{ci} 을 넘어서는 부분은 $\Delta\epsilon_{ci}$ 의 폭을 가지는 몇 개의 직사각형으로 나눈다. 여기서 y_i^* 는 <그림 3(b)>에 따라서 다음 식과 같이 계산할 수 있다.

$$y_i^* = \frac{\epsilon_{c,max} - \epsilon_{ci}}{\mu} \quad (8)$$

여기서 $\epsilon_{c,max}$ 는 보의 압축연단에 작용하는 최대압축변형률, ϵ_{ci} 는 i 번째 사각형에서의 변형률이다. 각 사각형은 길이 H_i 를 가지는 활동면을 보인다.

$$H_i = \frac{y_i^*}{\tan\alpha} \quad (9)$$

여기서 α 는 활동면의 기울기이다.<그림 3(c)>

높이 y_i^* 에 영향(그림 3(d))을 미치는 응력감소분 $\Delta\sigma_{ci}$ 은 식 (4)에 식 (8)과 (9)를 대입함으로써 계산할 수 있다.

$$\Delta\sigma_{ci} = -K \cdot \frac{\Delta\epsilon_{ci}}{\frac{\mu \cdot \sin\alpha}{\epsilon_{c,max} - \epsilon_{ci}} - \frac{K}{E_c}} \quad (10)$$

y_i^* 에서 도달되는 총응력 σ_{ci} 는 앞에서 만들어진 m 개의 모든 활동면의 영향을 더함으로써 구할 수 있다. 특히, y_i^* 내에서 ϵ_{c1} 와 ϵ_{ci} 사이에 포함되어 있는 변형률을 고려하면 다음의 식을 이용하여 σ_{ci} 를 계산할 수 있다.

$$\sigma_{ci} = f_c - \sum_{j=m}^i \Delta\sigma_{cj} \geq 0 \quad (11)$$

응력 σ_{ci} 가 0인 부분은 완전히 손상된 곳이기 때문에 합계에서 고려하지 않는다. 두 개의 연속적인 면 사이의 거리는 최대

골재크기와 연관 지워야 한다. 그러나 실험결과와 부재로 인하여 무한한 거리가 가정되고 식 (10)은 다음과 같이 미분항으로 가정될 수 있다.

$$d\sigma = - \frac{K \cdot d\epsilon_c}{\frac{\mu \cdot \sin\alpha}{\epsilon_{c,max} - \epsilon_c} - \frac{K}{E_c}} \quad (12)$$

여기서 곡률 μ 가 일정하면 식 (11)은 다음과 같이 된다.

$$\sigma_c = f_c - \int_{\epsilon_{c1}}^{\epsilon_c} \frac{K \cdot d\epsilon_c}{\frac{\mu \cdot \sin\alpha}{\epsilon_{c,max} - \epsilon_c} - \frac{K}{E_c}} \quad (13)$$

식 (13)을 적분하면 응력 σ_c 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_c = f_c - \frac{E_c^2 \cdot \mu \cdot \sin\alpha}{K} \times \ln \left[\frac{E_c \cdot \mu \cdot \sin\alpha - K \cdot (\epsilon_{c,max} - \epsilon_c)}{E_c \cdot \mu \cdot \sin\alpha - K \cdot (\epsilon_{c,max} - \epsilon_{c1})} \right] + E_c \cdot (\epsilon_c - \epsilon_{c1}) \quad (14)$$

여기서 $\epsilon_{c,max}$ 는 σ_c 를 0으로 가정하고

얻은 ϵ_{cu} 보다 작아야 한다.

식 (14)는 σ_c 가 변형률 ϵ_c 에 따라 변하기 때문에, 압축력을 받는 콘크리트의 연화거동을 나타내는 구성방정식이 아니라는 점을 인식하고 있어야 한다. 만일 최대 압축변형률이 고려된다면(<그림 3(b)>에서 $\epsilon_{c,max} = \mu y_{c,max}$), 식 (14)는 다음과 같이 고쳐 적을 수 있다.

$$\sigma_c = f_c - \frac{E_c^2 \cdot \mu \cdot \sin\alpha}{K} \times \ln \left[\frac{\mu \cdot (E_c \cdot \sin\alpha - y_{c,max} \cdot K) + K \cdot \epsilon_c}{\mu \cdot (E_c \cdot \sin\alpha - y_{c,max} \cdot K) + K \cdot \epsilon_{c1}} \right] + E_c \cdot (\epsilon_c - \epsilon_{c1}) \quad (15)$$

Hillerborg(1990)에 의해 제시된 크기 효과의 이론에 따르면, 이들 방정식에서 응력 σ_c 는 압축영역의 확장부에 더 의존함을 알 수 있다.

4. 콘크리트 각주에 대해 제안된 모델의 실험적 검증

본 장에는 편심압축력을 받는 콘크리트 공시체에 대한 실험적 측정과 제안된 모델식을 사용해서 얻은 결과가 비교되어 있다. 특히, Taliano(1998)에 의해 실험이

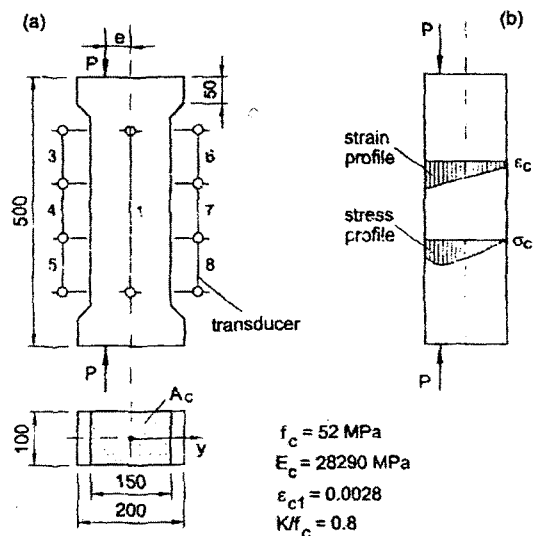


그림 5. Eccentric specimens tested by Taliano (1998); (a) geometry and mechanical properties, (b) free-body diagram

축방향 압축력이 작용)가 고려되었다. 공시체의 형상 및 크기, 곡률을 측정하기 위해 사용되는 변환기(transducers)의 위치, 및 콘크리트 배합의 역학적 특성은 <그림 5>에 나타나 있다.

Hognestad 등(1955), Mansur 등(1997), 및 Kim 등(2000)에 따르면, 편심압축을 받는 무근의 콘크리트 각주는 보의 압축영역으로 고려될 수 있다. 또한, 무근의 콘크리트 각주에서는 몇 가지 매커니즘(예를 들면, 철근의 구속과 같은)이 존재하기 때문에 휨압축을 받는 콘크리트와 그 거동이 비슷하다고 생각할 수 있다. 특히 다음과 같은 일축의 응력-변형률 곡선(CEB-FIP, 1993)은 압축력을 받는 콘크리트의 상층부에 채택되고 있다.<그림 6>

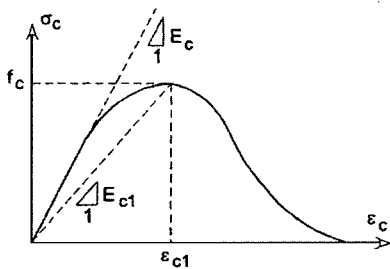


그림 6. Stress-strain relationship of compressive concrete proposed in CEB(1993)

$$\sigma_c = \frac{E_c \cdot \epsilon_c}{E_{c1} \cdot \epsilon_{c1} + (\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} - 2) \cdot \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}} - (\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}})^2 \quad (16)$$

여기서 $E_{c1} = f_c / \epsilon_{c1}$ 이다. 최대응력 (f_c) 이후, 콘크리트의 활동부서짐모델(sliding crushing model)과 <그림 6>(CEB-FIP, 1993)에서의 연화부분을 이용해 얻은 결과는 실험결과와 비교되어 있다.

많은 실험(Hognestad 등(1955), Mansur 등(1997), Taliano(1998), 및 Kim 등(2000)에 사용된 단면적에서 선형의 변형률 분포가 극한하중에 가까운 곳에서 관찰되었다. 따라서 임의 단면에서 변형률분포는 여전히 식 (5)를 이용하여

계산할 수 있다. 동일 단면에서 $N = -P$ 와 $M = Pe$ 를 갖는 식 (6)과 (7)에 평형방정식을 적용할 수 있다.

곡률에 대한 다른 값들을 검토함으로써 <그림 7>에 나타나 있는 $\mu - P$ 곡선을 얻을 수 있다. 여기에는 변환기로부터 얻은 실험결과도 나타나 있다. 콘크리트의 파괴는 국소화된 현상이므로 최대하중 이후에 손상영역에서 더 큰 곡률이 측정되는 것은 놀라운 사실이 아니다. $\mu - P$ 곡선은 손상된 영역에서 실험결과에 더 가깝다. 이것은 콘크리트의 파괴에 의해 나타나는 곡률에 대한 영향이 제안된 활동모델에 따라 계산되었기 때문이다.

<그림 7>에는 CEB-FIP(1993)에 의해 제안된 고전적인 일축압축에 대한 응력-변형률 곡선을 이용하여 얻어진 $\mu - P$

곡선이 나타나 있다. 최대하중 이후, 이 모델은 제안된 모델의 구조적 거동과 손상된 영역과 관련한 실험결과와 비교해서 더욱 취성적인 거동을 보인다.

편심 e 는 <그림 7>의 4가지 경우에서, 콘크리트의 압축강도(f_c)를 결정하는데 있어서 중요한 역할을 하는 것으로 보인다. 특히, 실험곡선의 최대값을 맞추기 위하여 일축압축 상태($e = 0$)에서 결정된 $f_c = 44.6$ MPa를 사용하는 것보다 강도 $f_c = 52$ MPa를 사용해야 한다. 이 강도의 증가는 Sturman 등(1965)의 연구결과와 일치한다. 특히, 그들은 편심하중을 받는 모르타르 공시체에서 일축하중을 받는 공시체보다 20 및 50% 더 높은 최대하중과 변형률을 측정하였다.

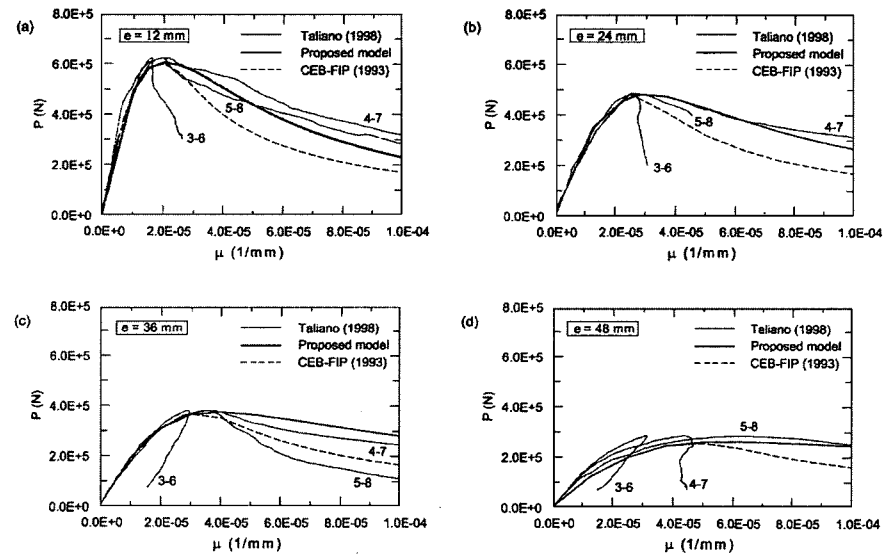


그림 7. Comparison between proposed model and experimental data by Taliano (1998) for different values of eccentricity: (a) $e = 12$ mm; (b) $e = 24$ mm; (c) $e = 36$ mm; (d) $e = 48$ mm, Experimental curves are named with a couple of numbers that represent transducers active in zone of specimen where $\mu - P$ is measured <그림 5>

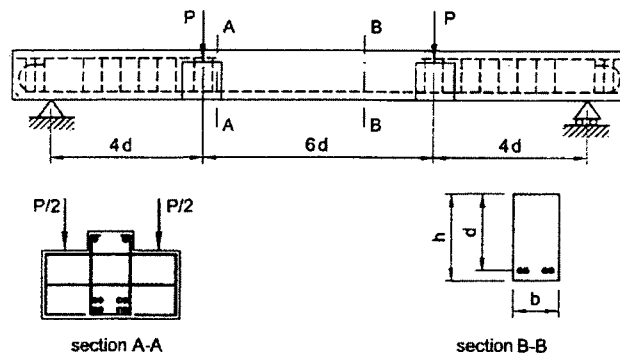


그림 8. Geometry of beams tested by Alca et al. (1997)

표 1. Geometrical Dimensions and Mechanical Properties of Reinforced Concrete Beams Tested in Alca et al. (1997)

Beam	Concrete				Reinforcement								
	b (mm)	d (mm)	c (mm)	A_s (mm ²)	f_c (N/mm ²)	f_{ct} (N/mm ²)	E_c (N/mm ²)	ϵ_{cl} (%)	$\sigma_{Sy1}=\sigma_{Sy2}$ (N/mm ²)	σ_{Su} (N/mm ²)	E_{st} (N/mm ²)	ϵ_{Sy2} (%)	ϵ_{su} (%)
SL1	150	230	52	800	51.1	4.6	23,000	0.27	410	500	200,000	1.5	3.0
SL2	150	230	52	800	51.1	4.0	23,000	0.27	410	500	200,000	1.5	3.0
ML1	235	360	83	2000	52.7	4.3	23,000	0.27	409	509	200,000	1.2	3.0
ML2	235	360	83	2000	54.1	3.7	23,000	0.27	404	509	200,000	1.2	3.0
LL1	335	515	115	4000	54.2	4.2	23,000	0.27	409	560	200,000	1.0	3.0
LL2	335	515	115	4000	43.8	3.8	23,000	0.27	409	560	200,000	0.5	3.0

5. 철근 콘크리트 보에서 제안된 모델의 실험적 검증

제안된 모델은 현재 Alca 등(1997)에 의해 실험된 4점 휨을 받는 RC 보의 파괴거동을 예측하기 위해 사용되고 있다. 본 논문의 저자들은 압축을 받는 콘크리트의 크기효과와 연성에 부재의 크기가 미치는 영향을 살펴보기 위해 보통강도 콘크리트로 만들어지고 다른 기하학적으로 다른 크기를 가지는 보에 대한 해석을 수행했다. (그림 8)에는 보의 크기(SL, ML 및 LL은 각각 가장 작은 크기, 중간크기, 및 가장 큰 크기의 공시체를 의미함)가 설명되어 있으며 및 철근과 콘크리트의 역학적 특성은 <표 1>에 나타나 있다.

RC 보의 모멘트-곡률관계(그림 4)를 얻기 위해서는, 평형 및 적합조건식 그리고 압축력을 받는 콘크리트에 대한 부서짐 모델이 철근 및 인장을 받는 콘크리트에 대한 응력-변형률 곡선과 연관지어져야 한다(Fantilli 등, 1998). 특히, 철근에 대해 채택된 곡선식은 3개의 다른 단계(즉, 선형탄성단계, 흐름(flow, 일반적으로 선형)단계, 그리고 경화단계(그림 9))를 모델링할 수 있도록 기울기가 다르며 끝이 서로 연결된 곡선이다. 균열이 발생하기 전(그림 4)에서 $M < M_{cr}$ 일 때에 인장력을 받는 콘크리트에서 휨강도(f_{cr})까지는 선형탄성의 응력-변형률 관계를 갖는 것으로 가정한다. 균열이 발생할 때(즉, $M > M_{cr}$ 일 때), 두 개의 인접한 균열 사이에서 인장력을 받는 콘크리트의 기여도는 철근과 콘크리트 사이의 본드-슬립에

근거하여 고려되어야 한다(Fantilli 등, 1998). 이 기여도는 일반적으로 tension stiffening이라 불리며 철근에서의 변형률이 항복변형률에 도달할 때($M = M_y$) 0 이 된다. Tholen과 Darwin(1998)의 실험적 연구에 따르면, 이와 같은 이유 때문에, RC 보의 구조적 연성의 평가($M > M_y$ 일 때)에서 본드-슬립의 기여도는 무시될 수 있다. Alca 등(1997)에 의해 실험이 수행된 보에서, 압축을 받는 콘크리트의 구속으로 인한 혼돈을 피하기 위하여(Shah와 Rangan, 1970), 중앙부에 스트립은 설치되지 않았다. (그림 8)에서 알 수 있는 바와 같이 M 은 보의 중앙 부분에서 일정하고 하중은 횡방향의 코벨을 통해 가해진다.(Rao 등, 1971)

<그림 8>과 <표 1>에 나타난 3가지 형의 보에서, 다른 하중 수준(혹은, 무차원 곡률 μ/μ_y)에서 측정된 콘크리트의 최대 압축응력 $\epsilon_{c,max}$ 의 분포는 보의 윗부분에 부착된 Demec 게이지를 이용하여 측정되었다. <그림 10>에는 측정된 $\epsilon_{c,max}$ 와 수치적으로 평가된 값들이 비교되어 있다. 작은 곡률($\mu < \mu_y$)에서, 국소화는 압축을 받는 콘크리트에서 나타나지 않고 수치적으로 얻은 값은 실험결과와 일치한다. 곡률이 극한 값(μ_y)에 도달 할 때, 변형률은 국소화(즉, 변형률이 보의 작은 부분에서 상당히 증가)되고 계산된 $\epsilon_{c,max}$ 는 실험결과와 다른 값이 된다. 바꾸어 말하면, 부서짐 현상의 국소화는 수치적 및 실험값들 사이의 흠여짐의 원인이 된다. 또 한 이들 국소화 현상은 일반화된 변형률

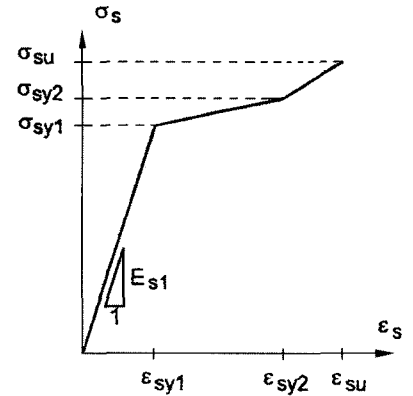


그림 9. Stress-strain relationship adopted for reinforcing steel

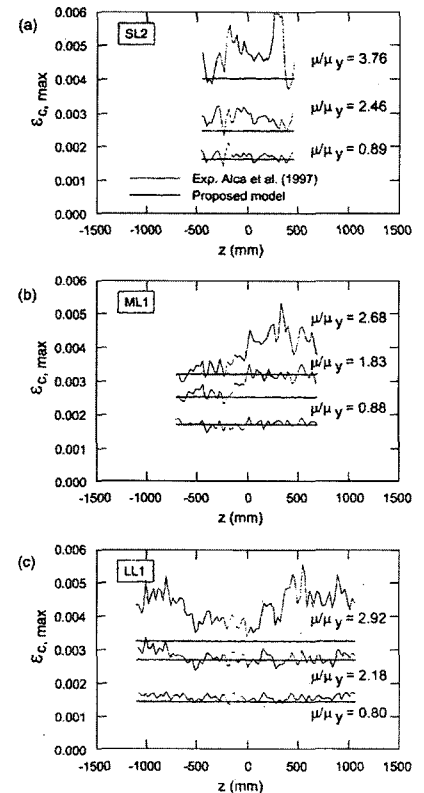


그림 10. Comparison between strain distributions at selected curvatures experimentally evaluated by Alca et al. (1997) and ones obtained with proposed model: (a) beam SL2; (b) beam ML1; (c) beam LL1

(즉, 평균곡률)의 평가에 영향을 미친다.

Alca 등(1997)은 코벨 사이의 3.7d에서 측정된 회전(rotations)으로부터 계산된 평균곡률을 구했다. <그림 11>에는 실험으로부터 얻은 모멘트-곡률 곡선이 수치적으로 구한 곡선과 비교되어 있다. 최대 모멘트 이후, 측정된 곡률의 최대값은 수치적으로 구한 값과 다르다. 그럼에도 불구하고 이 그림들은 제안된 모델식의 한도를 나타내고 있다. 여기서 크기는 독립적으로 실험된 보의 연성을 예측하기 위하여 $K = 1.0f_c$ 의 값이 모든 보에 사용되었다(Jansen 및 Shah 1997). 역으로 CEB-FIP(1993)에서 제시하는 관계(<그림 6>)는 작은 크기의 보에서 상당한 취성 거동을 보이므로 신뢰성이 떨어져 보인다.

이 차이를 설명하기 위하여 <그림 12>에는 보 SL1에 대하여 두개의 곡률 단계에서 계산된 변형률분포가 나타나 있다. CEB-FIP(1993)의 응력분포는 최대변형률 $\epsilon_{c,max}$ 에만 의존한다. 반면에 제안된 모델식으로 계산된 변형률분포의 형태는 $\epsilon_{c,max}$ 뿐만 아니라 곡률(혹은 압축영역의 깊이 $y_{c,max}$)에도 의존한다.

Hillerborg(1990)에 따르면, 이와 같은 이유 때문에 제안된 모델식은 압축영역의 깊이로 인한 연성에 부재의 크기가 미치는 영향을 고려할 수 있게 한다. 보 SL1에 대한 크기효과는 <그림 13>에 나타나 있다. 여기서 정규화된 최대곡률(혹은 회전) $\mu_{max}d$ 는 압축영역의 깊이에 대해 그려져 있다. $\mu_{max}d$ 와 $y_{c,max}$ 는 보의 크기를 20배까지 증가시킴에 의해서 그리고 같은 재료상수와 철근비를 유지하면서 구해진다. 같은 그림에서 Alca 등(1997)에 의해 측정된 실험 자료가 CEB-FIP(1993) 코드의 기준과 함께 나타나 있다. 보다 작은 크기의 공시체에서 얻은 실험결과는 수치해석에서 얻은 결과와 다르지 않다. 또한 CEB-FIP(1993) 모델은 작은 크기의 보에서 보다 큰 크기의 보에서 한지영역의 연성을 측정하는데 비보수적일 것으로 예상된다.

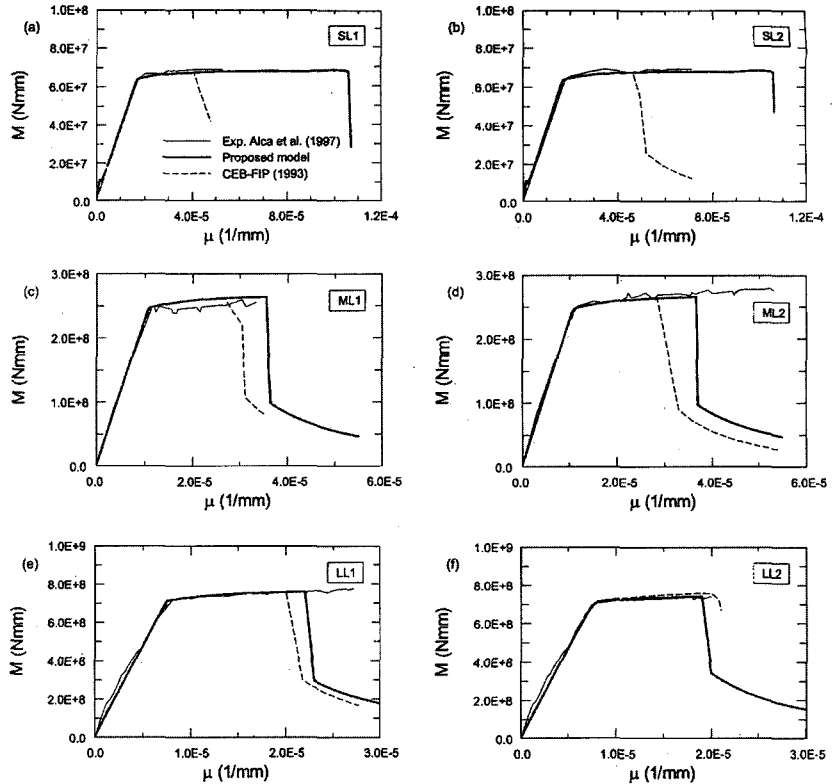


그림 11. Comparison between moment-curvature diagrams experimentally evaluated in Alca et al. (1997) and ones obtained with proposed model and CEB (1993) model: (a) beam SL1; (b) beam SL2; (c) beam ML1; (d) beam ML2; (e) beam LL1; and (f) beam LL2

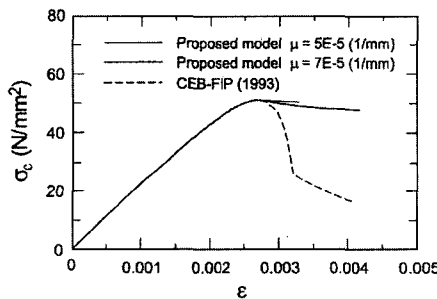


그림 12. Stress profile at different curvature

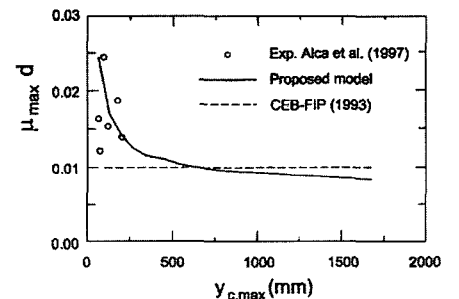


그림 13. Normalized maximum curvatures versus depth of neutral axis

6. 결 론

압축상태에 있는 콘크리트의 부서짐은 본질적으로 상당한 임의성을 수반한다. 그러므로 제한된 실험결과의 숫자로부터 정량적인 결론을 도출하는 것은 어려운 일이다. 편심압축력을 받는 콘크리트 각주와 RC 보에 대한 실험결과는 활동면을 근거로 하여 콘크리트의 부서짐을 나타내도록 제안된 모델식의 적용범위를 확인하게 준다. 이와 같은 활동현상의 역학적 거동에 대한 수학적 표현은 콘크리트의 응력-변형

률 관계(특히, 연화부분의 형태가 아래에 나타난 사항에 의존하는)와 연관지어진다.

- 가해진 곡률 혹은 변형률 구배
- 손상영역의 크기, 및
- 매개변수 K 를 근거로 한 재료상수

특히, <그림 8>에 나타나 있는 보에서 제안된 모델식은 압축영역의 깊이에 기인한 연성에 부재의 크기가 미치는 영향을 고려할 수 있게 한다. Jansen과 Shah (1997)의 실험결과에 따르면, 이들 보에

있어서, 보통강도 콘크리트는 $K = 1.0 f_c$ 의 값을 사용하도록 한다. 제안된 크기효과 모델식의 일반적인 유효성을 검증받기 위해, 활동현상에 스트럿이 미치는 영향뿐만 아니라 보통강도와 고강도 콘크리트를 나타내기 위해 K 값은 이론적으로 그리고 실험적으로 교정되어야 한다. □

참고문헌

- Adachi, H., Shirai, N., and Nakanishi, M. "Size effect on strength and deformation of RC beams failing in flexure." Proc., Fracture Mechanics of Concrete Structures FraMCoS-2, Aedificatio. Freiburg, Germany, 1995, pp.655~664.
- Alca, N., Alexander, S.D.B., and MacGregor, J. G. "Effect of size on flexural behaviour of high-strength concrete beams." ACI Struct. J., 94(1), 1997, pp.59~67.
- Bazant, Z. P., and Xiang, Y. "Size effect in compression fracture: splitting crack band propagation." J. Eng. Mech., 123(2), 1997, pp. 162~172.
- Comité Euro-International du Béton (CEB). "CEB-FIP model code 1990." CEB Bull. d'Informaion No. 213/214, Comité Euro International du Béton, Lausanne. 1993.
- Tholen, M.L., and Darwin, D. "Effect of reinforcing bar deformation pattern on flexural ductility." ACI Struct. J., 95(1), 1998, pp.37~42.
- Fantilli, A. P., Ferretti, D., Iori, I., and Vallini, P. "Flexural deformability of reinforced concrete beams." J. Struct. Eng., 124(9), 1998, pp.1041~1049.
- Fantilli, A. P., Ferretti, D., Iori, I., and Vallini, P. "On ductility of RC members in bending." Studi e Ricerche No. 20, Milano, Italy. 1999, pp.71~96(in Italian).
- Fujita, Y., Ishimaru, R., Hanai, S., and Suenage, Y. "Study on internal friction angle and tensile strength of plain concrete." Proc., Fracture Mechanics of Concrete Structures FraMCoS-3, Aedificatio, Freiburg, Germany, 1998, pp.325~334.
- Hillerborg, A. "Fracture mechanics concepts applied to moment capacity and rotational capacity of reinforced concrete beams." Eng. Fract. Mech., 35(1/2/3), 1990, pp.233~240.
- Hognestad, E., Hanson, N. W., and McHenry, D. "Concrete stress distribution in ultimate strength design." J. Am. Concr. Inst., 27(4), 1955, pp.455~479.
- Jansen, D. C., and Shah, S. P. "Effect of length on compressive strain softening of concrete." J. Eng. Mech., 123(1), 1997, pp.25~35.
- Kim, J. K., Yi, S. T., and Yang, E. I. "Size effect on flexural compressive strength of concrete specimens." ACI Struct. J., 97(2), 2000, pp.291~296.
- Mansur, M. A., Chin, M. S., and Wee, T. H. "Flexural behavior of high-strength concrete beam." ACI Struct. J., 94(6), 1997, pp.663~674.
- Markeset, G., and Hillerborg, A. "Softening of concrete in compression-Localization and size effects." Cem. concr. Res., 25(4), 1995, pp.702~708.
- Nadai, A. "Theory of flow and fracture of solids," Vol.1, 2nd Ed., McGraw-Hill, New York, 1950.
- Nielsen, M. P. "Limit analysis and concrete plasticity," 2nd Ed., CRC, Boca Raton, Fla., 1999.
- Rao, P. S., Kannan, P. R., and Subrahmanyam, B. V. "Influence of span length and application of load on the rotation capacity of plastic hinges." ACI J. Proc., 68(6), 1971, pp.468~471.
- Shah, S. P., and Rangan, B. V. "Effects of reinforcements on ductility of concrete." J. Struct. Div., ASCE, 96(6), 1970, pp.1167~1184.
- Sturman, G. M., Shah, S. P., and Winter, G. "Effects of flexural strain gradients on microcracking and stress-strain behavior of concrete." ACI J. Proc., 62(7), 1965, pp.805~822.
- Taliano, M. "Experimental investigation and modeling of the of the inelastic behavior of reinforced concrete elements." PhD thesis, Dept. of Struct. and Geotech. Engrg., Politecnico di Torino, Italy (in Italian), 1998.
- Van Mier, J. G. M. "Multiaxial strain-softening of concrete. Part I: fracture. Part II: Load-Histories." Mater. Struct., 19(111), 1986, pp.179~200.
- Walraven, J. C., and Reinhardt, H. W. "Theory and experiments on the mechanical behavior of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading." Heron, 26(1A), 1981, pp.1~68.
- Wang, E. Z., and Shrive, N. G. "Brittle fracture in compression: mechanisms, models and criteria." Eng. Fract. Mech., 52(6), 1995, pp.1107~1126.