



## 재료 특성에 기반한 철근콘크리트 휨부재의 소성회전능력 산정

최승원<sup>1)\*</sup> · 김 우<sup>2)</sup>

<sup>1)</sup>한국콘크리트학회 콘크리트공학연구소 <sup>2)</sup>전남대학교 토목공학과

## Evaluation of Plastic Rotational Capacity Based on Material Characteristics in Reinforced Concrete Flexural Members

Seung-Won Choi<sup>1)\*</sup> and Woo Kim<sup>2)</sup>

<sup>1)</sup>KCI Research Center, Korea Concrete Institute, Seoul 635-4, Korea

<sup>2)</sup>Dept. of Civil Engineering, Chonnam National University, Gwangju 500-757, Korea

**ABSTRACT** Although a critical section reaches its flexural strength in reinforced concrete structures, the structure does not always fail because moment redistribution occurs during the formation of plastic hinges. Inelastic deformation in a plastic hinge region results in plastic rotation. A plastic hinge mainly depends on material characteristics. In this study, a plastic hinge length and plastic rotation are evaluated using the flexural curvature distribution which is derived from the material models given in Eurocode 2. The influence on plastic capacity the limit values of the material model used, that is, ultimate strain of concrete and steel and hardening ratio of steel( $k$ ), are investigated. As results, it is appeared that a large ultimate strain of concrete and steel is resulting in large plastic capacity and also as a hardening ratio of steel increases, the plastic rotation increases significantly. Therefore, a careful attention would be paid to determine the limit values of material characteristics in the RC structures.

**Keyword** : plastic hinge, plastic rotation, ultimate strain, hardening ratio of steel

### 1. 서 론

현행 콘크리트구조설계기준에 따르면 콘크리트 구조물은 주로 탄성 이론에 근거한 해석 방법에 의해 산정된 휨모멘트, 전단력 및 축력을 기준으로 설계한다. 반면에 부재의 설계는 비탄성 거동을 반영한 강도설계법에 의해 수행한다. 즉, 연속보의 휨모멘트를 구하기 위해 수행되는 탄성해석에는 계수하중(factored load)이 사용되며, 파괴 전 보의 철근은 항복 상태이고 콘크리트 압축 응력은 파괴 직전에 비선형 상태라고 가정하여 설계한다. 이러한 설계는 부재의 해석과 단면 설계 과정의 이론적 일관성이 결여된 접근이다.<sup>1)</sup>

일반적으로 철근콘크리트 구조물은 첫 번째 위험단면이 항복강도에 도달하더라도 파괴되지 않는다. 이 단면에서 소성힌지(plastic hinge)가 형성되어 큰 변형이 발생되면서 소성 휨모멘트가 유지되는 동안 하중은 부재의 다른 부분으로 재분배된다. 이 때 다른 단면은 아직 항복강도에 도달하지 않기 때문에 전달되어온 하중에 저항할 수 있는 여유를 갖고 있다.<sup>1)</sup> 첫 위험단면에서 휨강도

에 도달한 후에도 변형은 계속 증가하게 되므로 철근콘크리트 구조의 소성힌지에서 비탄성 회전 변형을 흡수하는 능력은 상당히 크다. 따라서 한계상태설계를 이용하여 설계할 때에는 휨모멘트 재분배에 필요한 소요 회전 변형량의 계산 뿐만 아니라 그 단면의 회전 변형 능력을 파악하여 휨모멘트 재분배에 필요한 변형 능력이 충분하도록 해야 한다. 이러한 관점에서 철근콘크리트 구조물의 소성회전각의 크기를 산정하는 것은 매우 중요하다.

소성 회전은 Fig. 1과 같이 위험단면 주위의 소성힌지 길이 내에서 발생하며, 극한한계상태에서 탄성 회전에 추가하여 발생하는 회전량으로서 소성힌지길이( $l_p$ )내에 발생된 휨곡률을 모두 적분한 값이다. 따라서 휨부재에서 발생하는 총회전각( $\theta$ )은 식 (1)과 같이 탄성회전각( $\theta_{el}$ )과 소성회전각( $\theta_{pl}$ )의 합으로 나타낼 수 있다.

$$\theta_i = \theta_{el} + \theta_{pl} \quad (1)$$

소성회전각은 사용 재료, 부재의 기하학적 특성, 하중 조건 및 이들의 조합에 따라 복잡한 형태로 발생한다.

이에 Baker,<sup>2,3)</sup> Corley<sup>2,4)</sup> 및 Sawyer<sup>2,5)</sup> 등은 실험을 통해 소성힌지길이를 파악하고 이를 제안하고 있다. 현행 콘크리트구조설계기준<sup>6)</sup>에서는 소성힌지길이 및 소성회전각에 대한 별도의 규정 및 산정법이 제시되어 있지 않

\*Corresponding author E-mail: csw2001@snu.ac.kr

Received August 5, 2010, Revised September 1, 2010,

Accepted September 3, 2010

©2010 by Korea Concrete Institute

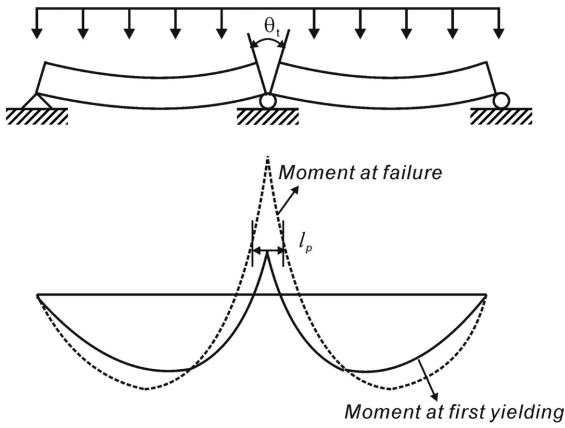


Fig. 1 Schematic diagram of plastic rotation and plastic hinge length

고 포괄적 설계를 위한 모멘트 재분배에 대한 규정만 주어져 있다. 반면에 유로코드 2(Eurocode 2, EC2)<sup>7)</sup>에서는 소성힌지길이를  $1.2h$ ( $h$ : 단면 높이)로서 단순한 형태로 제시하고 있고 허용 소성회전각은 다음 Fig. 2와 같이 재료강도, 극한변형률( $\epsilon_{su}$ ) 및 철근의 경화비( $k$ )에 따른 등급(Class A, B, C)별로 중립축 깊이비( $c/d$ )에 대한 설계 소성회전각( $\theta_{pl,d}$ )으로 주어져 있다. 이 연구에서는 휨부재에 대하여 EC2에서 제시한 콘크리트와 철근의 재료 모델을 기반으로 힘의 평형 및 변형률 적합 조건을 이용해 단면의 휨모멘트-곡률 관계를 유도하고 이를 통해 부재의 소성힌지길이 및 소성회전각을 해석적으로 산정하였다. 그리고 재료의 한계값이 소성힌지길이 및 소성회전각에 미치는 영향을 분석하였다.

## 2. 소성힌지길이 및 소성회전각 산정

철근콘크리트 휨부재의 소성힌지길이와 소성회전각을 산정하기 위해서는 Fig. 1과 같이 첫 번째 항복이 발생할 때와 최종 파괴 때의 휨모멘트-곡률 분포를 산정하여야 한다. 이러한 휨부재의 휨모멘트-곡률 관계 해석을 위해 EC2에서는 압축 영역 콘크리트의 응력-변형률 관계

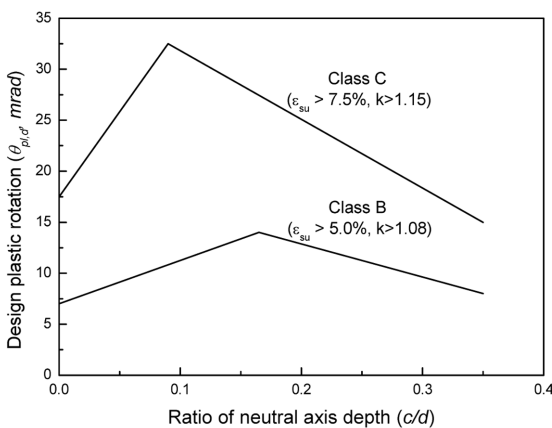


Fig. 2 Design plastic rotation,  $\theta_{pl,d}$  allowed in Eurocode 2<sup>7)</sup>

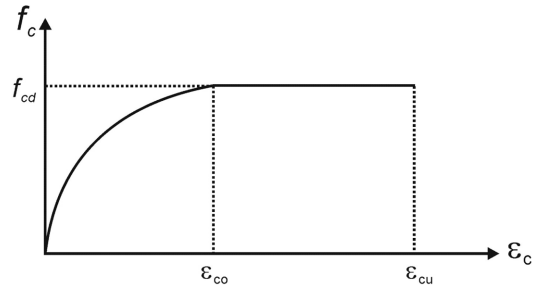


Fig. 3. Parabola-rectangular stress-strain curve for concrete

를 Fig. 3과 같은 포물-사각형 곡선(parabola-rectangular stress-strain curve : p-r 곡선)으로 주어져 있으며, 이는 식 (2)와 같이 표현된다.<sup>8,9)</sup>

$$0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{co} \text{ 구간에서, } f_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^n \right] \quad (2-a)$$

$$\epsilon_{co} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \text{ 구간에서, } f_c = f_{cd} \quad (2-b)$$

여기서  $\epsilon_{cu}$ 는 극한변형률로서 0.0035이고,  $\epsilon_{co}$ 는 최대 응력점의 변형률로서 기준압축강도( $f_{ck}$ )가 50 MPa 이하인 보통 강도 콘크리트에서 0.002이며,  $n$ 은 상승 곡선부의 형상을 나타내는 지수로서 2.0이다.

$f_{cd}$ 는 설계압축강도로서 식 (3)과 같이 표현된다.

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} \quad (3)$$

Fig. 4는 p-r 곡선이 적용된 경우 단면에 분포하는 응력과 변형률 분포를 나타낸다. 중립축 깊이에 걸친 평균 응력 계수인  $\alpha$ 와 이러한 응력 분포의 합력의 작용점 위치를 나타내는 계수  $\beta$ 를 통해 단면의 압축 합력( $C$ )과 그 작용점을 계산한다. 이 두 무차원 계수  $\alpha$ 와  $\beta$ 는 식 (2)로 주어진 p-r 곡선을 수치적으로 적분하여 구한 값으로 아래 식 (4)~(7)과 같이 표현한다.<sup>8,9)</sup>

$0 \leq \epsilon_c \leq 2\%$ 에 대하여:

$$\alpha = \frac{\epsilon_c(6 - \epsilon_c)}{12} \quad (4)$$

$$\beta = \frac{(8 - \epsilon_c)}{4(6 - \epsilon_c)} \quad (5)$$

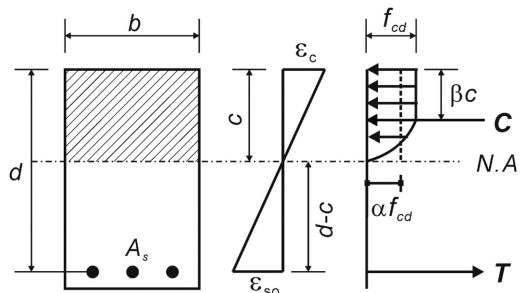


Fig. 4 Sectional distribution of stress and strain

$2\% \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$ 에 대하여 :

$$\alpha = \frac{3\epsilon_c - 2}{3\epsilon_c} \quad (6)$$

$$\beta = \frac{\epsilon_c(3\epsilon_c - 4) + 2}{2\epsilon_c(3\epsilon_c - 2)} \quad (7)$$

여기서  $\epsilon_{cu}$ 는 콘크리트 극한변형률,  $\epsilon_c$ 는 압축 연단에서의 콘크리트 변형률로서 천분률(%)로 표현한다. 따라서 콘크리트의 압축 합력은 다음 식 (8)과 같이 표현할 수 있다.

$$C = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot c \quad (8)$$

여기서  $b$ 는 단면의 폭,  $c$ 는 중립축 깊이를 나타낸다.

EC2에서 철근의 응력-변형률 관계는 Fig. 5와 같이 탄소성 형태와 항복강도 도달 후 일정한 경사를 갖는 형태의 두 종류로 제시되어 있다. 이 때 항복 후 직선 형태는 항복응력( $f_y$ )에 대한 인장응력( $f_t$ )의 비로 표현되는 철근의 경화비(hardening ratio,  $k$ )가 1인 경우이고, 경사 직선 형태는  $k > 1$ 인 경우이다. 철근량( $A_s$ )이 주어질 경우 철근의 인장력( $T$ )은 식 (9)와 같이 철근 응력( $f_s$ )과의 곱으로 계산할 수 있다.

$$T = A_s f_s \quad (9)$$

Fig. 6은 휨부재의 휨모멘트-곡률 관계를 산출하기 위한 과정을 나타낸 것이다. 휨곡률 산정을 위해 우선 균열면에서 철근의 변형률( $\epsilon_{so}$ )을 Fig. 4에서 나타낸 단면의 변형률 분포를 통해 식 (10)과 같이 계산한다. 즉, 주어진 콘크리트 연단의 변형률( $\epsilon_c$ )과 가정된 중립축 깊이( $c$ )로부터 철근의 변형률은 식 (10)과 같이 유도된다.

$$\epsilon_{so} = \frac{d-c}{c} \epsilon_c \quad (10)$$

여기서  $d$ 는 단면의 유효 깊이를 나타낸다.

균열과 균열 사이의 콘크리트는 부착에 의해 철근으로부터 전달되는 인장력의 일부를 부담하게 된다. 이 연구

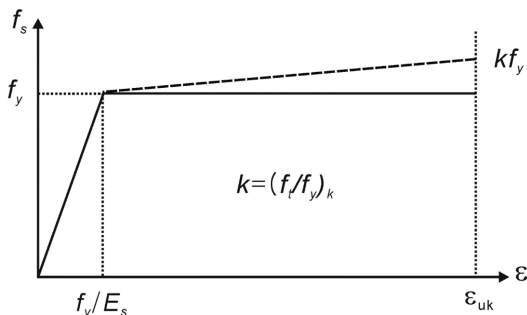


Fig. 5 Idealized stress-strain curve for steel

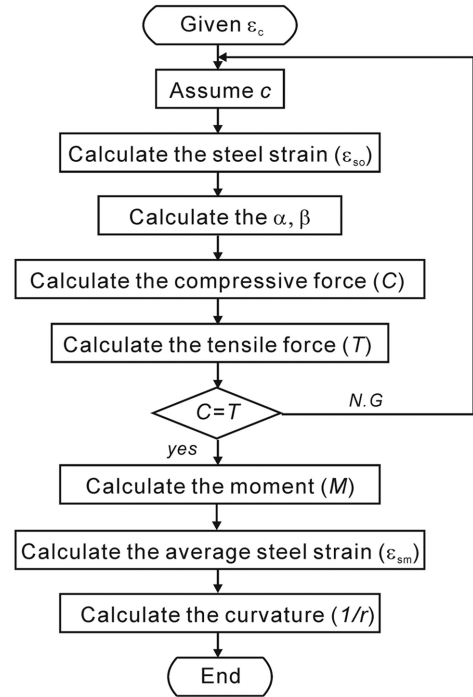


Fig. 6 Flow chart for flexural curvature calculation

에서는 이러한 균열 사이에서 철근 변형률의 감소를 나타내는 인장증강효과(tension stiffening effect)를 고려하여 휨곡률을 계산하였다. Fig. 7은 EC2와 CEB-FIP 모델코드(MC90)<sup>10</sup>에서 사용하고 있는 인장증강효과를 나타낸 것이다. MC90에서는 Fig. 7의 가는 점선으로 표현된 것과 같이 1차식 형태의 식 (11)의 평균 변형률 관계로 인장증강효과를 나타내고 있다. 반면에 EC2는 실선으로 표현된 2차식 형태의 식 (12)와 같이 인장증강효과를 정의하고 있다.

$$\epsilon_{sm} = \frac{f_{so}}{E_s} \left( 1 - \beta_1 \frac{f_{ctm}}{f_{so} \rho_e} \right) \quad (11)$$

$$\epsilon_{sm} = \frac{f_{so}}{E_s} \left( 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{f_{scr}}{f_{so}} \right)^2 \right) \quad (12)$$

여기서  $\epsilon_{sm}$ 은 철근의 평균 변형률,  $f_{ctm}$ 은 콘크리트의 평

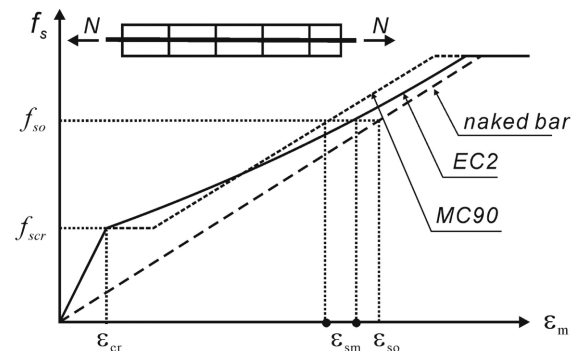


Fig. 7 Tension stiffening effect

균인장강도로서  $0.3(f_{cm})^{2/3}$ ,  $f_{so}$ 는 균열면의 철근 응력,  $f_{scr}$ 은 인장균열 발생 직후의 철근 응력이다.  $f_{cm}$ 은 콘크리트 평균압축강도로서 압축강도가 40 MPa 미만일 경우  $f_{ck} + 4$ 이다. 이 때  $f_{ck}$ 는 콘크리트 기준압축강도이다.  $\beta_1$ 는 하중 형태를 반영한 계수로서 단기 하중일 경우 0.6, 장기 하중일 경우 0.4이다.  $\beta_2$ 는 철근 형태를 반영한 계수로서 이형철근일 경우 1.0, 원형철근일 경우 0.5의 값을 갖는다.  $\beta_3$ 는 하중 형태를 반영한 계수로서 단기 하중이 작용할 경우 1.0, 장기 반복하중이 작용할 경우 0.5의 값을 갖는다. 그리고  $\rho_e$ 는 유효철근비로서 식 (13)과 같이 유효인장면적에 대한 인장 철근량의 비로서 표현된다.

$$\rho_e = \frac{A_s}{2.5(h-d) \cdot b} \quad (13)$$

이 때  $h$ 는 단면 높이를 나타낸다.

다음으로 식 (8), (9)를 통해 콘크리트 압축 합력( $C$ )과 철근의 인장력( $T$ )을 계산하여 두 힘의 크기가 동일할 경우( $C=T$ ) 다음과 같이 단면의 휨모멘트( $M$ )를 계산한다.

$$M = C(d - \beta \cdot c) = T(d - \beta \cdot c) \quad (14)$$

마지막으로 주어진 콘크리트 변형률에 대한 휨곡률( $1/r$ )은 Fig. 8의 변형률 분포를 통해 아래 식 (15)와 같이 나타낼 수 있고, 결국 식 (14)와 (15)의 관계를 통해 주어진 단면의 휨모멘트-곡률 관계가 도출된다.

$$\frac{1}{r} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_{sm}}{d} \quad (15)$$

소성힌지길이는 부재의 지간에 대하여 Fig. 9의 점선으로 표현된 항복 상태에서의 휨곡률 분포와 실선으로 표현된 극한한계상태에서의 휨곡률 분포를 산정하고 항복 휨모멘트 이상의 휨모멘트가 발생하는 구간으로 산정하였다.

따라서 소성회전각( $\theta_{pl}$ )은 식 (16)과 같이 Fig. 9의 소

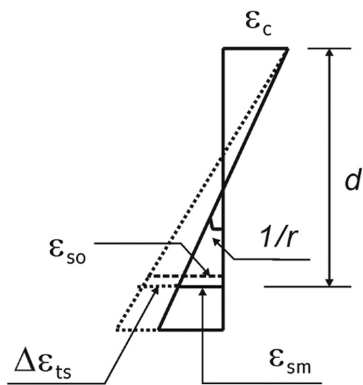


Fig. 8 Correction of strain distribution for the effect of tension-stiffening

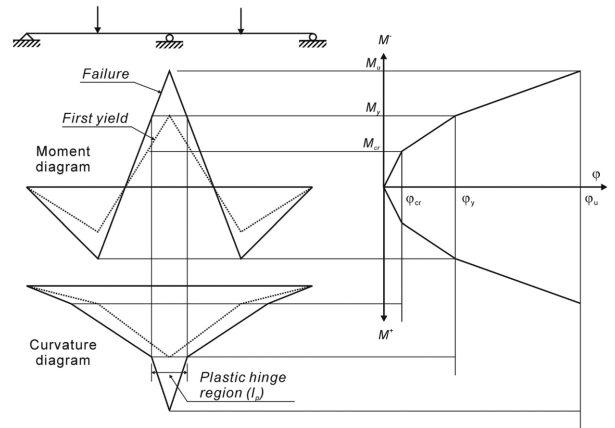


Fig. 9 Model to determine the plastic hinge length and plastic rotation<sup>11)</sup>

성힌지길이( $l_p$ ) 내에 분포하는 휨곡률을 적분함으로써 산정하였다.

$$\theta_{pl} = \int_{-0.5l_p}^{+0.5l_p} (1/r) dx \quad (16)$$

### 3. 해석 대상 및 해석 결과

#### 3.1 해석 대상 및 변수

소성힌지길이와 소성회전각의 산정을 위하여 Fig. 10과 같이 집중 하중을 받는 2경간 연속보를 검토하였다.  $200 \times 400$  mm(폭 × 높이), 유효 깊이는 350 mm를 갖는 직사각형 단면이고 철근은 정모멘트 구간과 부모멘트 구간에 대칭으로 배치되었으며, 보의 지간 길이( $L$ )는 6 m이다. 이 때 콘크리트 기준압축강도( $f_{ck}$ )는 40 MPa, 철근의 항복강도( $f_y$ )는 500 MPa이다.

Table 1은 해석에 사용된 변수를 나타낸다. 콘크리트 극한변형률( $\epsilon_{cu}$ ) 및 철근 극한변형률( $\epsilon_{su}$ )에 따른 소성힌지길이 및 소성회전각의 변화를 각각 살펴보았다. 콘크리트 극한변형률은 콘크리트구조설계기준에서 0.003, 그리고 EC2에서 0.0035로 제시하고 있다. 콘크리트구조설계기준에서는 철근 극한변형률에 대한 규정이 별도로 존재하지 않는다. 그러나 EC2에서는 철근의 인장강도에 따라 극한변형률이 2.5~7.5% 이상의 값을 갖도록 규정하고 있다. 또한 철근의 경화비( $k$ )를 1.00~1.25로 변화시켜 소성힌지길이와 소성회전각에 미치는 영향을 분석하였다. 콘크리트구조설계기준에서는 철근의 경화비에 대한 별도

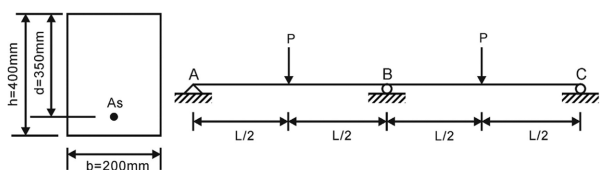


Fig. 10 Geometry of beam examined for plastic capacity

**Table 1** Variables examined for plastic capacity

$\epsilon_{cu}$	0.0030 and 0.0035
$\epsilon_{su}$	0.01, 0.03 and 0.05
$k$	1.00, 1.05, 1.10 and 1.25
$w$	0.05, 0.07, 0.10, 0.15, 0.20 and 0.25

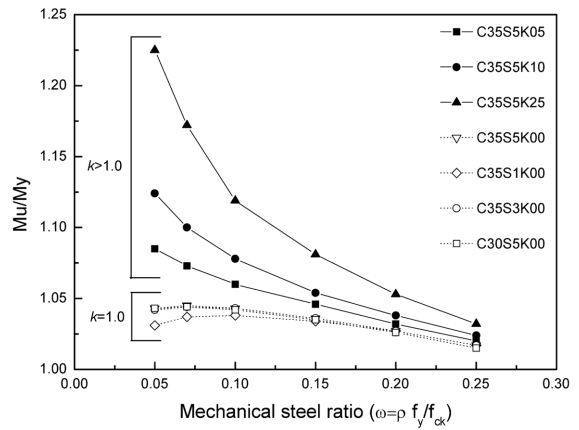


의 규정을 두고 있지 않다. 그러나 철근 모형을 탄소성 형태로 가정하므로 경화비를 1.00으로 설정한 것과 동일하다. EC2에서는 철근의 인장강도에 따라 다른 철근의 경화비를 규정하고 있는데 고연성 철근의 경우  $k \geq 1.08$ 이다. 마지막으로 역학적 철근비( $w = \rho \cdot (f_y/f_{ck})$ )를 5~25%까지 변화시켜 철근비에 따른 영향을 살펴보았다. 이 때 역학적 철근비에 해당하는 인장철근비( $\rho$ )는 0.4~2.0%이고, 이는 콘크리트구조설계기준에 의한 최소 철근비(0.3%)와 최대 철근비(2.5%)를 만족한다. 한편 해석에 사용된 단면의 전단지간-깊이비( $a/d$ )는 약 8.5로서 휨에 의한 영향이 지배적인 단면이다. 따라서 이 연구에서는 휨에 의해 발생하는 소성회전각만을 검토한 것에 해당한다.

**3.2 소성한지길이 해석 결과**

Table 2는 재료 모델을 바탕으로 단면의 휨곡률 분포를 통해 산정된 각 해석 변수의 소성한지길이 산정 결과를 나타낸 것이다.

철근비가 증가함에 따라 소성한지길이는 점차 감소하는 경향을 보였다. 이는 철근비가 증가함에 따라 Fig. 11과 같이 항복 휨모멘트에 대한 극한 휨모멘트의 비( $M_u/M_y$ )가 감소하여 단면이 항복한 후 파괴에 도달할 때까지의 변형이 감소하여 소성 능력이 감소하는 것으로 사료된다. 그러나 철근의 경화비가 1.00인 경우(C30S5K00, C35S5K00, C35S1K00, C35S3K00) 일부 낮은 철근비에서 철근비 증가함에도 불구하고 소성한지길이가 일관되게 감소하지 않고 증가했다 다시 감소하는 형태를 보이는데, 이는 극한 휨모멘트와 항복 휨모멘트의 비가 Fig. 11과 같이 증가했다 감소하는 형태를 보여 소성한지길이도 동일하게



**Fig. 11** Ratio of yield moment and ultimate moment

초기에 증가하는 경향을 보였다. 즉, 철근의 경화비가 1.00인 경우에는 낮은 철근비에서 소성한지길이가 증가하였으나, 철근의 경화비가 1.00보다 큰 경우에는 Fig. 11과 같이 극한 휨모멘트와 항복 휨모멘트의 비가 굴곡 없이 감소하므로 소성한지길이의 해석 결과에서도 이와 마찬가지로 굴곡없이 점차 감소하는 경향을 보였다.

EC2 규정에 의한 소성한지길이는 460 mm(1.2h)로서 철근비 및 재료 특성에 관계없이 일정하다. 그러나 Table 2에서와 같이 소성한지길이는 이틀 값에 따라 큰 차이를 보이므로 철근비 및 재료 특성 대한 고려가 필수적인 것으로 사료된다. EC2 제시식에 의한 소성한지길이는 해석 결과에 비해 전반적으로 큰 값을 나타냈고 이는 전단의 영향을 무시한 결과이다.

Fig. 12는 콘크리트 극한변형률에 따른 소성한지길이의 변화를 나타낸다. 콘크리트 극한변형률이 증가함에 따라 철근비에 따른 소성한지길이는 약 2~17%까지 증가하였다. 콘크리트 극한변형률이 증가함에 따라 항복 휨모멘트는 동일하지만 극한 휨모멘트는 약 0.3% 증가하므로 소성한지길이 역시 증가하는 것으로 사료된다. 이러한 차이는 철근비가 증가함에 따라 항복 휨모멘트와 극한 휨모멘트 비가 증가하므로 더욱 뚜렷하게 발생하였다.

Fig. 13은 철근의 극한변형률에 따른 소성한지길이의 변화를 나타낸다. 저연성 철근일 경우( $\epsilon_{su} = 1\%$ )에는 낮은 철근비에서 소성한지길이가 74~90% 수준까지 감소하는 것으로 나타났다. 그러나 일반적으로 고연성 철근

**Table 2** Plastic hinge length calculated

$w$	Plastic hinge length ( $l_p$ , mm)						
	C30S5K00	C35S5K00	C35S5K05	C35S5K10	C35S5K25	C35S1K00	C35S3K00
0.05	132 (1.00)	132 (1.00)	256 (1.94)	362 (2.74)	604 (4.58)	98 (0.74)	130 (0.98)
0.07	138 (1.00)	138 (1.00)	224 (1.62)	296 (2.14)	478 (3.46)	117 (0.85)	138 (1.00)
0.10	132 (1.00)	132 (1.00)	186 (1.41)	238 (1.80)	350 (2.65)	120 (0.91)	132 (1.00)
0.15	110 (0.98)	112 (1.00)	142 (1.27)	172 (1.54)	246 (2.20)	109 (0.97)	112 (1.00)
0.20	78 (0.91)	86 (1.00)	102 (1.19)	120 (1.40)	164 (1.91)	86 (1.00)	86 (1.00)
0.25	46 (0.85)	54 (1.00)	66 (1.22)	76 (1.41)	102 (1.89)	54 (1.00)	54 (1.00)

( ) : ratio to the C35S5K00

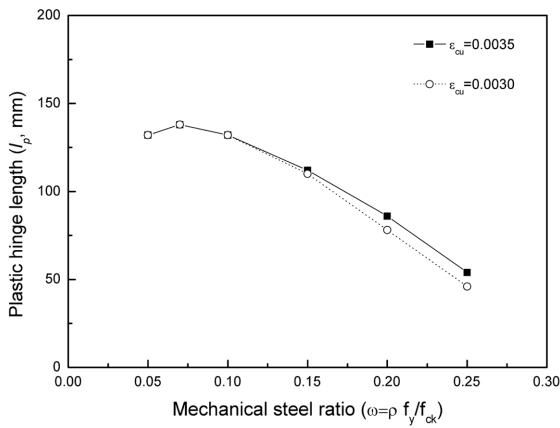


Fig. 12 Plastic hinge length variation for the concrete ultimate strain

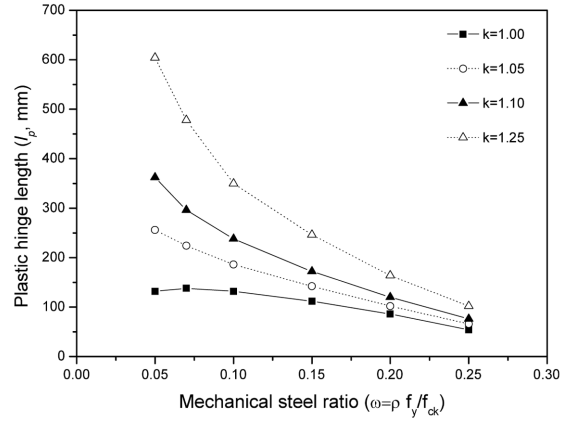


Fig. 14 Plastic hinge length variation for the hardening ratio of steel (k)

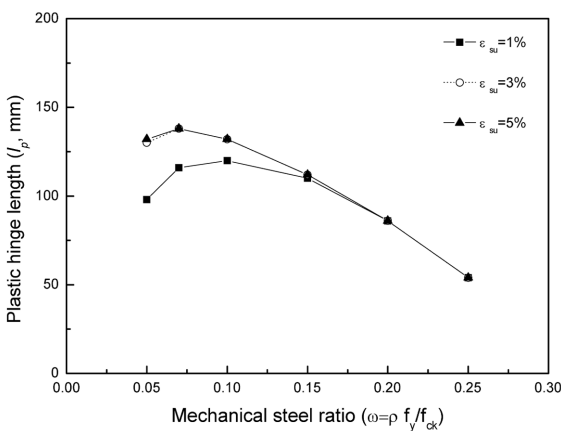


Fig. 13 Plastic hinge length variation for the steel ultimate strain

의 경우( $\epsilon_{su} = 3\%$ ,  $5\%$ ) 극한변형률은 소성힌지길이에 큰 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다. 낮은 철근비(0.05%)에서 철근의 극한변형률이 증가함에 따라 소성힌지길이는 약 35% 증가하였는데 이는 철근의 극한변형률이 1% 및 3%일 경우 콘크리트 극한변형률에 도달하기 전에 철근이 먼저 극한변형률에 도달함으로써 파괴가 발생하여 극한 휨모멘트 및 휨곡률이 감소하기 때문이다.

이에 반해 높은 철근비에서는 콘크리트 극한변형률에 먼저 도달하여 파괴되는 압축파괴 양상을 보이므로 극한 휨모멘트가 철근의 극한변형률에 관계없이 일정하다. 이

에 따라 동일한 소성힌지길이가 산정되는 것으로 나타났다. 현행 콘크리트구조설계기준의 등가응력직사각형블록을 사용하여 휨강도를 계산할 경우 철근의 항복 응력만이 사용되므로 철근의 극한변형률은 휨강도에 영향을 주지 않는다. 그러나 이상과 같이 철근의 극한변형률에 의해 소성힌지길이는 약 35% 차이가 발생하게 되므로 이 값에 대한 규정 및 특히 지진하중이 작용하여 충분한 연성이 확보되어야 하는 부재에 대한 설계에 있어서는 이에 대한 정의에 세심한 주의가 필요할 것으로 사료된다.

Fig. 14는 철근의 경화비(k)에 따른 소성힌지길이의 변화를 나타낸다. 철근 경화비 증가는 소성힌지길이를 약 19~458% 정도 증가시키고 이러한 경향은 낮은 철근비에서 더욱 뚜렷하게 나타났다. 항복 휨모멘트는 철근 경화비 증감에 관계없이 동일하지만, 극한 휨모멘트는 약 1~18% 증가하기 때문에 소성힌지길이가 증가하는 것으로 나타났고, 특히 낮은 철근비에서 극한 휨모멘트의 증가량이 크기 때문에(Fig. 11) 소성힌지길이의 증가율이 더 크게 나타났다.

### 3.3 소성회전각 해석 결과

Table 3은 각 해석 변수별 소성회전각을 나타낸다. 전반적으로 철근비가 증가함에 따라 소성회전각은 감소하는데 이는 앞선 소성힌지길이의 변화 추이와 동일하다.

Table 3 Plastic rotation calculated

w	Plastic rotation ( $\theta_{pb}$ , mrad)						
	C30S5K00	C35S5K00	C35S5K05	C35S5K10	C35S5K25	C35S1K00	C35S3K00
0.05	3.01 (0.95)	3.18 (1.00)	10.56 (3.32)	16.53 (5.20)	28.90 (9.09)	1.41 (0.44)	2.88 (0.91)
0.07	2.99 (0.95)	3.16 (1.00)	7.29 (2.31)	10.77 (3.41)	18.66 (5.91)	1.97 (0.62)	2.99 (0.95)
0.10	2.66 (0.94)	2.82 (1.00)	4.85 (1.72)	6.66 (2.36)	10.08 (3.57)	2.14 (0.76)	2.82 (1.00)
0.15	2.00 (0.92)	2.18 (1.00)	3.00 (1.38)	3.76 (1.72)	5.77 (2.65)	1.99 (0.91)	2.18 (1.00)
0.20	1.38 (0.88)	1.57 (1.00)	1.96 (1.25)	2.33 (1.48)	3.34 (2.13)	1.57 (1.00)	1.57 (1.00)
0.25	0.82 (0.81)	1.01 (1.00)	1.21 (1.20)	1.41 (1.40)	1.92 (1.90)	1.01 (1.00)	1.01 (1.00)

( ) : ratio to the C35S5K00

Fig. 15는 소성회전각을 중립축 깊이비( $c/d$ )에 따라 표현한 것이다. EC2에서는 Fig. 2와 같이 중립축 깊이비에 따른 설계 소성회전각( $\theta_{pl,d}$ )을 제시하고 있는데 EC2에서 제시하는 이러한 소성회전각이 이 연구와 같이 재료 모델을 기반으로 하여 각 단면의 휨곡률 분포로부터 산정되고 있음을 알 수 있다.

Fig. 16은 콘크리트 극한변형률에 따른 소성회전각의 변화를 나타낸다. 콘크리트 극한변형률이 증가함에 따라 소성회전각은 약 5~23% 증가하는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 소성힌지길이 및 극한한계상태에서의 휨곡률 증가율이 높은 철근비에서 더 뚜렷하게 발생하였다. 또한 소성힌지길이의 변화가 없는 낮은 철근비에서도 극한한계상태에서의 휨곡률이 증가하게 되므로 소성회전각은 약 5% 증가하였다. 해석 결과에서 볼 수 있듯이 콘크리트 극한변형률은 소성회전능력을 약 5% 정도 증가시킬 수 있으므로 이 값의 설정에 주의가 필요할 것으로 판단된다.

Fig. 17은 철근 극한변형률에 따른 소성회전각의 변화를 나타낸다. 철근 극한변형률에 따른 소성회전각은 소성힌지길이의 변화 양상과 비슷한 경향을 보여 극한변형률이 증가함에 따라 소성회전각은 약 10~225% 증가하였다. 고연성 철근을 사용한 경우(5%) 소성회전각에 대

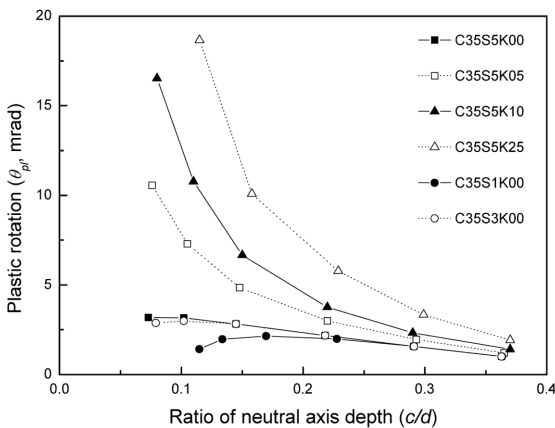


Fig. 15 Plastic rotation variation

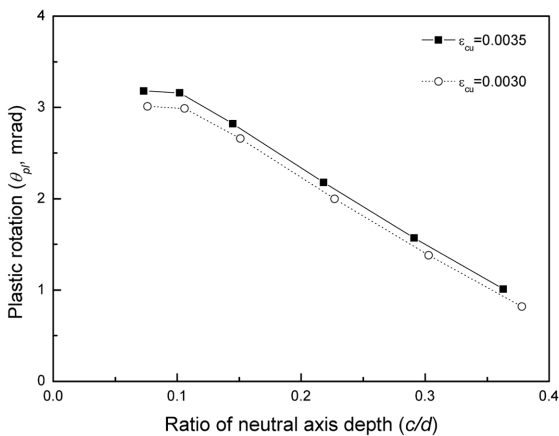


Fig. 16 Plastic rotation variation for the concrete ultimate strain

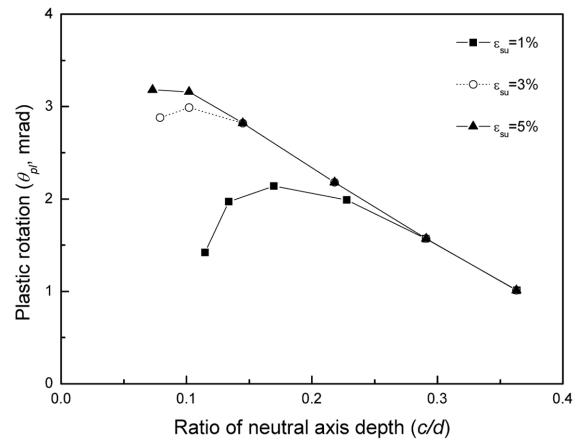


Fig. 17 Plastic rotation variation for the steel ultimate strain

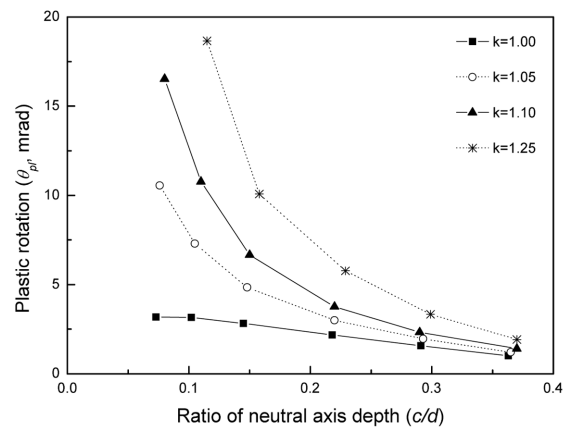


Fig. 18 Plastic rotation variation for the hardening ratio of steel (k)

한 철근 극한변형률의 영향은 작지만, 철근 극한변형률이 작은 경우(1%)에는 약 44% 수준까지 소성회전각이 감소하는 것으로 나타났다. 그러나 철근비가 증가함에 따라 이러한 차이는 점차 감소함을 볼 수 있다.

Fig. 18은 철근의 경화비(k)에 따른 소성회전각의 변화를 나타낸다. 철근 경화비가 증가함에 따라 소성회전각은 약 20~909% 증가하는 것으로 나타났다. 이는 철근 경화비 증가와 관계없이 항복 휨모멘트는 동일하지만 극한 휨모멘트는 약 2~17% 증가하고 이에 따라 소성힌지길이와 휨곡률이 크게 증가하여 소성힌지길이 내 휨곡률의 합으로 표현되는 소성회전각 역시 크게 증가하는 것으로 나타났다. 현행 콘크리트구조설계기준은 철근 경화비에 대한 규정을 따로 설정하고 있지 않고 있으나 탄소성 형태로 가정하므로 철근 경화비는 1.0이다. 그러나 이러한 모델은 실제 철근을 정확하게 모사한다고 볼 수 없다. 따라서 철근 모형을 정립할 때 휨강도 뿐만 아니라 소성 능력에 대한 철근 경화비의 영향을 충분히 고려하여 규정할 필요가 있을 것으로 사료된다.

#### 4. 결 론

이 연구에서는 재료 모형을 통한 단면의 휨곡률 분포

를 이용하여 휨부재의 소성회전능력을 산정하고, 재료의 각 한계값이 소성회전능력에 미치는 영향을 살펴보았다. 연구 결과 재료 모델을 통해 일관되게 휨모멘트 및 소성회전능력을 산정할 수 있으며, 사용되는 재료 모델의 각 한계값이 소성회전능력에 큰 영향을 미치므로 재료 한계값의 결정에 세심한 주의가 필요할 것으로 나타났다. 이 연구의 해석 결과를 토대로 한 연구 내용을 요약하면 다음과 같다.

- 1) 콘크리트와 철근의 재료 모델과 기본 역학을 통해 소성힌지길이 및 소성회전각을 일관되게 산정하였다.
- 2) 철근비가 증가함에 따라 일반적으로 소성힌지길이 및 소성회전각은 감소하였다.
- 3) 콘크리트 극한변형률이 증가함에 따라 소성힌지길이는 약 2~17% 증가하였고, 소성회전각은 5~23% 증가 하였다.
- 4) 철근 극한변형률이 증가함에 따라 낮은 철근비에서 소성힌지길이는 약 35% 증가하였고, 소성회전각은 약 10~225% 증가하였다. 고연성 철근을 사용한 경우(5%)나 철근이 충분히 배치된 경우에는 소성회전능력에 차이가 크지 않았는데 이는 부재의 파괴가 콘크리트 압축에 의해 발생하기 때문으로 판단된다. 그러나 철근 극한변형률이 낮은 경우(1%)와 철근비가 낮은 경우에는 파괴가 철근의 극한변형률에 의해 좌우되므로 소성힌지길이 및 소성회전각이 크게 감소하는 것으로 나타났다.
- 5) 철근의 경화비가 증가함에 따라 소성힌지길이 및 소성회전각은 각각 약 19~458%와 약 20~909% 증가하였다.
- 6) 해석에 사용된 휨부재는 전단지간-깊이비( $ald$ )가 8 이상인 휨에 의해 지배되는 단면으로 소성회전각의 산정에 전단에 의한 영향을 배제하였다. 그러나 전단에 의한 영향을 완전히 무시할 수 없는 경우에 대해서는 전단에 의한 소성회전각을 고려하여야 할 것으로 사료된다.

7) 이 연구 결과 재료의 한계값 즉, 콘크리트 극한변형률, 철근 극한변형률 및 경화비는 단면의 소성회전능력에 큰 영향을 주는 것으로 나타났다. 따라서 재료 한계값의 설정에 세심한 주의가 필요할 것으로 사료된다.

## 참고문헌

1. 김우, 김진근, 오병환, 정란, 최완철, 콘크리트구조설계, 동화기술, 2007, pp. 467~479.
2. Park, R. and Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, New York, 1975, pp. 248~250.
3. Baker, A. L. L., *Ultimate Load Theory Applied to the Design of Reinforced and Prestressed Concrete Frames*, Concrete Publications Ltd. London, 1956, 91 pp.
4. Corely, W. G., Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams, *Journal of Structural division, ASCE*, Vol. 92, ST5, 1966, pp. 121~146.
5. Sawyer, H. A., Design of Concrete Frames for Two Failure States, *Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI*, Miami, 1964, pp. 405~431.
6. 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준, 2007, pp. 390~391.
7. European Committee for Standardization, *Eurocode 2-Design of Concrete Structures*, Brussels, 2002, pp. 61~63.
8. Joshef, E., Karlsruhe, *Concrete Structures Euro-Design Handbook*, Ernst & Sohn, 1994, pp. 237~250.
9. 최승원, 김우, “콘크리트 응력-변형률 관계에 기반한 철근콘크리트 부재의 처짐 산정,” 대한토목학회 논문집, 30권, 4A호, 2010, pp. 383~389.
10. Fib, *Structural Concrete-Manual Textbook Volume 1*, International Federation for Structural Concrete, Switzerland, 1999, pp. 189~204.
11. Gert, K. and Dieter P., “Redistribution Capacity of Reinforced and Prestressed Concrete Structures,” CEB Bulletin d'Information No. 239, 1997, pp. 29~68.

**요 약** 철근콘크리트 구조물은 위험 단면이 휨강도에 도달하더라도 이 단면에서 소성힌지가 형성되어 휨모멘트가 재분배되어 곧바로 파괴에 도달하지 않는다. 이러한 소성힌지 영역에서 발생하는 비탄성 변형에 의해 소성회전이 발생한다. 소성힌지길이는 주로 재료 특성에 영향을 받는다. 이 연구에서는 유로코드2에서 제시하고 있는 재료 모델로부터 산정된 휨곡률 분포로부터 소성힌지길이와 소성회전각을 일관되게 산정하였다. 재료 모델의 한계값 즉, 콘크리트 극한변형률, 철근 극한변형률 및 철근의 경화비( $k$ )가 소성회전능력에 미치는 영향을 분석하였다. 해석 결과 콘크리트 극한변형률 및 철근 극한변형률이 증가함에 따라 소성회전능력이 증가하였고 특히, 철근의 경화비( $k$ )가 증가함에 따라 소성회전각은 크게 증가되는 것으로 나타났다. 따라서 각 재료 모델의 한계값 결정에 세심한 주의가 필요할 것으로 나타났다.

**핵심용어** : 소성힌지, 소성회전각, 극한변형률, 철근 경화비