

# 설계지진력 해석시의 철근콘크리트 사각단면교각의 항복유효강성

## Yielding Effective Stiffness of Rectangular RC Bridge Columns for Design Seismic Force

배 성 용\* 이 재 훈\*\*  
Bae, Sung Yong Lee, Jae Hoon

### ABSTRACT

The objectives of this study are to investigate effective stiffness of Rectangular reinforced concrete bridge columns. It is reasonable to use yielding effective stiffness of columns in seismic bridge design, especially in case that plastic hinges form at the bridge columns. In this study, the material nonlinear analysis was conducted for 3,240 column sections of which variables were the concrete compressive stress, the steel yielding stress, the longitudinal steel location parameter, the longitudinal steel ratio, the axial load level, and the diameter of section. Based on the analytical results, an effective stiffness including two variables(longitudinal steel ratio and axial load ratio) was proposed by regression analyses, and it is compared with test results and the proposed equation for yielding effective stiffness of circular bridge columns.

### 1. 서 론

교량의 내진설계시, 설계지진하중의 크기는 구조물의 고유주기에 따라 결정되므로, 고유주기의 계산에 직접적인 영향을 미치는 교각강성(stiffness)은 설계지진하중의 크기를 결정하는데 매우 중요한 요소이다. 또한 지진하중에 대한 응답으로 교각의 설계단면력과 변위를 결정하는 과정에서도 교각강성의 산정은 중요한 의미를 가진다. 그러나 도로교설계기준(2000)에는 철근콘크리트 교각 내진설계시의 부재강성에 대하여 명확히 규정하고 있지는 않으므로, 실무에서는 비균열 전단면강성  $E_c I_g$ 를 주로 사용하고 있다. 전단면강성  $E_c I_g$ 는 그림 1에 나타난 바와 같이 교각에 균열이 전혀 발생하지 않은 초기강성을 의미하는 것으로, 지진하중에 대한 구조해석에 전단면강성을 사용하는 것은 철근콘크리트 교각의 비선형거동을 고려해 볼 때 비합리적이라고 할 수 있다. 이것은 실제 거동에 비하여 과도하게 큰 설계지진력이 계산되어 교각이 크게 설계되고(이재훈 등, 2000), 이에 따라 심부구속철근의 요구량이 증가하여 경제성과 시공성이 좋지 않은 설계결과를 제공하는 요인이 된다. 그림 1에 보이는 바와 같이 철근콘크리트 교각의 항복점을 연결한 항복유효강성  $E_c I_{eff}$ 를 해석에 사용하는 것이 합리적일 것이다. 그러나 항복유효강성을 산정하기 위해서는 철근콘크리트교각에 대한 push-over 해석 등 재료비선형해석을 수행하여야 하므로, 실무설계자에게는 매우 복잡한 해석과정이 필요하게 된다. 따라서 본 연구에서는 철근콘크리트 사각단면교각의 항복유효강성(yielding effective stiffness)에 미치는 인자를 분석

\* 정회원, 영남대 공업기술연구소 연구원

\*\* 정회원, 영남대 토목공학과 교수

철근콘크리트 교각의 항복점을 연결한 항복유효강성  $E_c I_{eff}$ 를 해석에 사용하는 것이 합리적일 것이다. 그러나 항복유효강성을 산정하기 위해서는 철근콘크리트교각에 대한 push-over 해석 등 재료비선형해석을 수행하여야 하므로, 실무설계자에게는 매우 복잡한 해석과정이 필요하게 된다. 따라서 본 연구에서는 철근콘크리트 사각단면교각의 항복유효강성(yielding effective stiffness)에 미치는 인자를 분석하고 설계지진력 산정 시에 간편하게 적용할 수 있는 항복유효강성식을 제시하고, 원형단면교각의 항복유효강성식과 비교 분석하고자 한다.

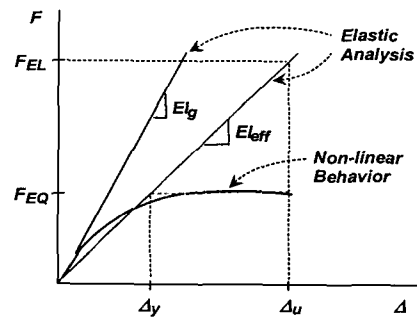


그림 1 철근콘크리트 교각의 비선형거동 및 유효강성

## 2. 유효강성의 설계기준

현행 도로교설계기준(2000)은 지진해석시의 교각 강성에 대하여 명확히 규정하고 있지 않으나, 외국의 설계기준(Eurocode 8, ATC-32, Caltrans, 및 뉴질랜드 Bridge Manual)에서는 철근콘크리트 교각에 발생하는 균열 등을 고려한 재료비선형해석을 수행하여 식 (1)과 같은 항복유효강성  $E_c I_{eff}$ 을 사용하도록 규정하고 있다. 그림 2는 국내의 실제 교각에서 많이 사용되는 단면에 대하여 외국 내진설계기준에 따라 계산된 유효강성비율을 나타낸다.

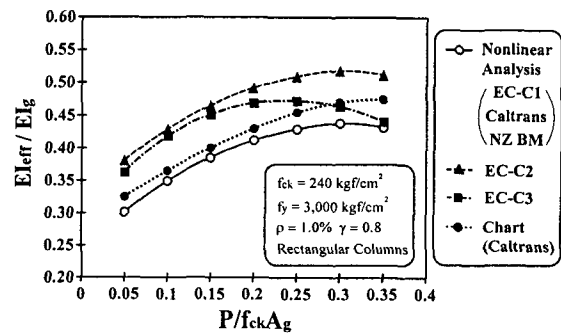


그림 2 외국의 내진설계기준에 따른 유효강성비

$$E_c I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y} \quad (1)$$

## 3. 항복유효강성의 해석

철근콘크리트 원형단면교각의 항복유효강성에 미치는 인자를 분석하고 설계지진력 산정 시에 간편하게 적용할 수 있는 유효강성식을 도출하기 위하여 다음과 같이 재료비선형해석을 수행하였다.

### 3.1 재료 모델

콘크리트 심부와 피복부를 구분하여 해석하였으며, 심부에는 횡구속(confined) 모델인 Mander 등의 콘크리트 압축응력-변형률 곡선(1988)을 사용하였고 피복부에는 비횡구속(unconfined) 모델인 Collins 등의 콘크리트 압축응력-변형률 곡선(1993)을 사용하였다. 콘크리트의 인장강도는 무시하였으며, 철근에 대해서는 선형탄성-완전소성 모델을 사용하였으나 철근의 항복시까지 해석하였다.

### 3.2 해석 변수

다음과 같이 원형단면의 지름, 단면지름에 대한 최외곽 철근 중심간 거리비, 콘크리트 압축강도, 축방향철근 항복강도, 축방향철근비, 축력비의 변수들을 조합하여 총 3,240개의 단면을 선택하였으며, 각 단면에 대하여 축방향철근이 항복할 때까지 축력-모멘트-곡률 해석을 수행하였다.

(변수 1) 단면지름, B x H : 1000 x 1000, 2000 x 1000, 1000 x 2000, 2000 x 2000 mm (4 개)

(변수 2) 단면지름에 대한 최외곽 철근 중심간 거리의 비,  $\gamma$  : 0.7, 0.8, 0.9 (3 개)

(변수 3) 콘크리트 압축강도,  $f_{ck}$  : 240, 420, 600 kgf/cm<sup>2</sup> (3 개)

(변수 4) 축방향철근 항복강도,  $f_y$  : 3000, 4000 kgf/cm<sup>2</sup> (2 개)

(변수 5) 축방향철근비,  $\rho$  : 0.01, 0.02, 0.03, 0.04 (4 개)

(변수 6) 축력비,  $\frac{P}{f_{ck} A_g}$  : 0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 (5 개)

#### 4. 비선형해석에 따른 변수의 영향

##### 4.1 콘크리트 압축강도의 영향

그림 3과 4는 축방향철근비가 0.01인 경우와 0.03인 경우에 대하여 콘크리트 압축강도에 따른 단면 항복유효강성  $EI_{y,sect}$  를 전단면 강성  $EI_g$  에 대한 비로 나타내었다. 그림 3에 나타난 바와 같이 축방향철근비가 0.01인 경우에는 콘크리트 압축강도가 증가할수록 유효강성비가 거의 선형으로 증가하는 경향을 보인다. 콘크리트 압축강도가 600 kgf/cm<sup>2</sup>인 단면은 240 kgf/cm<sup>2</sup>인 단면에 비하여, 축력비가 0.1인 경우 강성비율이 1.12배이며 축력비가 0.3~0.4인 경우 강성비율이 1.24이다. 그러나 축방향철근비가 0.03인 경우에는 그림 4에 나타난 바와 같이 축력비에 따라 콘크리트 압축강도에 따른 강성비율 증감의 경향이 다르다. 즉 축력비가 0.1과 0.4인 경우에는 콘크리트 압축강도가 240 kgf/cm<sup>2</sup>에서 600 kgf/cm<sup>2</sup>로 증가함에 따라 강성비율이 1.07배로 감소하지만, 축력비가 0.2~0.3인 경우에는 강성비율이 거의 유사하게 나타났다.

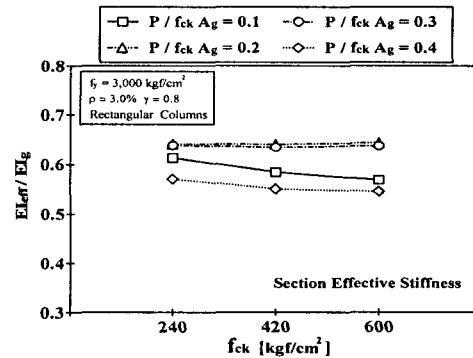
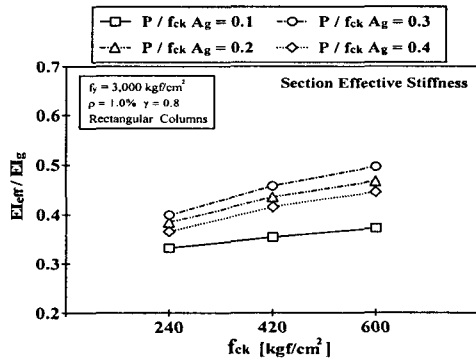


그림 3  $f_{ck}$  에 따른 단면유효강성비 ( $\rho = 0.01$ )    그림 4  $f_{ck}$  에 따른 단면유효강성비 ( $\rho = 0.03$ )

##### 4.2 철근 항복강도의 영향

그림 5와 6은 축방향철근의 항복강도에 따른 유효강성비를 나타낸다. 그림에 나타난 바와 같이 축방향철근의 항복강도가 4,000 kgf/cm<sup>2</sup>인 단면은 3,000 kgf/cm<sup>2</sup>인 단면에 비하여 유효강성비율이 0.89~0.92배로 감소한다.

##### 4.3 단면지름에 대한 최외곽철근의 중심까지 거리비의 영향

그림 7과 8은 단면지름에 대한 최외곽철근 중심까지의 거리비  $\gamma$  에 따른 유효강성비를 나타내는데, 단면유효강성비는  $\gamma$  가 증가함에 따라 거의 선형으로 증가하는 경향을 보인다. 즉, 그림 7에 나타난 바와 같이,  $\gamma$  가 0.9인 단면은 축력비가 0.1인 경우  $\gamma$  가 0.7인 단면에 비하여 단면유효강성비율이 1.19배이며, 축력비가 0.2~0.4인 경우 1.20~1.25배까지 증가한다.

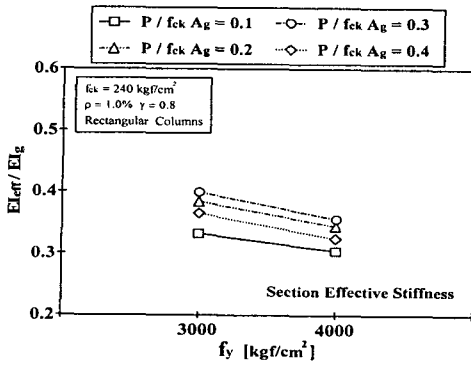


그림 5  $f_y$  에 따른 단면유효강성비

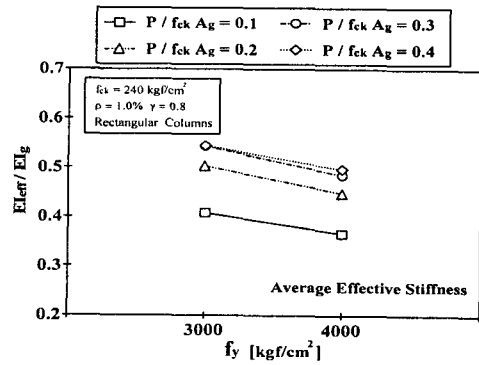


그림 6  $f_y$  에 따른 평균유효강성비

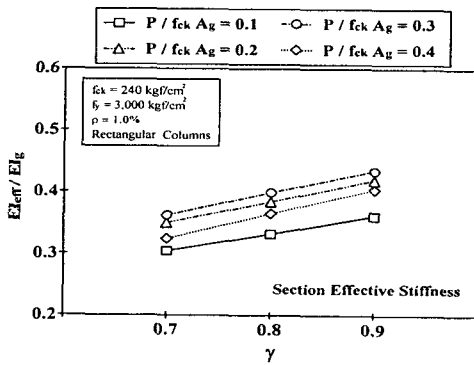


그림 7  $\gamma$  에 따른 단면유효강성비

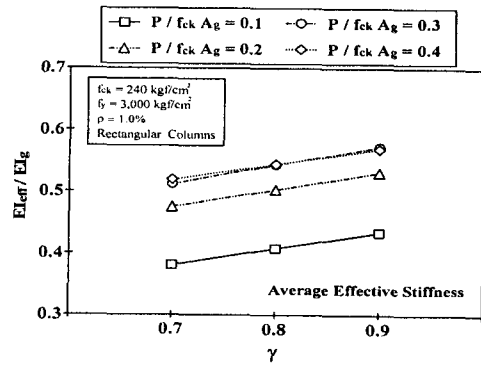


그림 8  $\gamma$  에 따른 평균유효강성비

#### 4.4 축방향철근비의 영향

그림 9와 10은 축방향철근비  $\rho$  가 유효강성에 미치는 영향을 나타내는데,  $\rho$  가 증가할수록 유효강성비가 거의 선형으로 증가하는 경향을 보인다. 즉, 그림 9에 나타난 바와 같이,  $\rho$  가 0.04인 단면은 축력비가 0.1인 경우  $\rho$  가 0.01인 단면에 비하여 단면유효강성비율이 2.25배이며, 축력비가 0.4인 경우에는 단면유효강성비율이 1.84배로 증가한다.

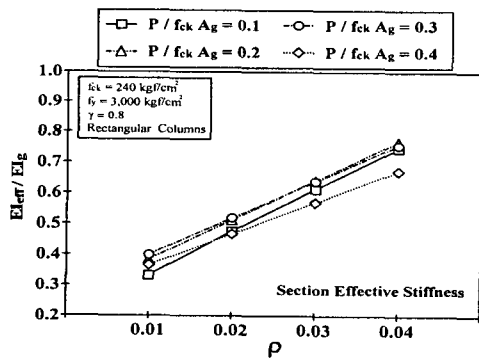


그림 9  $\rho$  에 따른 단면유효강성비

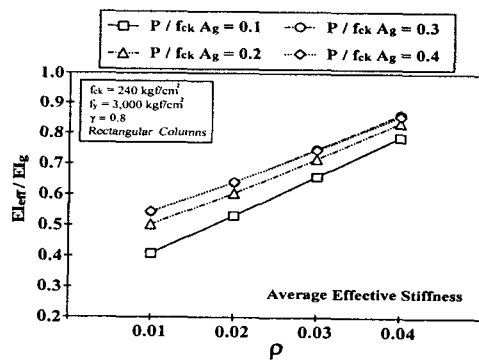


그림 10  $\rho$  에 따른 평균유효강성비

#### 4.5 축력비의 영향

그림 11은 축력비가 유효강성에 미치는 영향을 나타내는데, 축력비가 증가할수록 유효강성비율이 비선형으로 증가하는 경향을 보이며, 평균유효강성비율은 단면유효강성비율에 비하여 축력비의 영향이 더 크게 나타난다. 축방향철근비가 0.01인 단면은 축력비가 0.3인 경우에 단면유효강성비율이 가장 크며, 이때의 단면유효강성비율은 축력비가 0.05인 경우에 비하여 1.46배, 축력비가 0.1인 경우에 비하여 1.26배로 증가한다.

#### 4.6 단면크기의 영향

그림 12는 단면의 크기에 따른 단면유효강성비를 나타내는데, 단면의 크기는 유효강성비에 거의 영향을 미치지 않음을 보이고 있다.

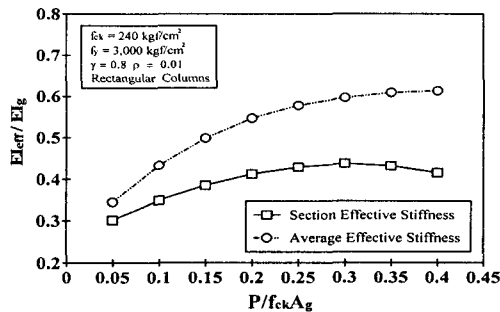


그림 11 축력비에 따른 유효강성비

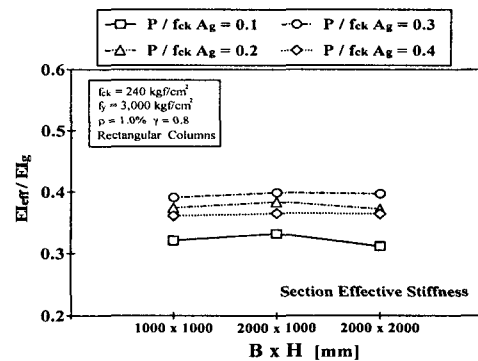


그림 12 단면크기에 따른 단면유효강성비

### 5. 항복유효강성식

#### 5.1 회귀분석에 의한 유효강성식

3장에서 언급한 변수들을 조합한 총 3,240개의 단면에 대하여 항복유효강성을 해석하였으며, 해석결과를 다중회귀분석(multi-regression analysis)하였다. 4장에서 언급한 바와 같이 단면의 크기, 콘크리트의 압축강도, 축방향철근의 항복강도, 단면지름에 대한 최외곽 철근 중심간 거리의 비 등은 영향이 적어 무시하여, 축방향철근비와 축력비로 2가지 변수를 선택하여 식 (2)의 단면항복유효강성 회귀분석식과 식 (3)의 평균항복유효강성 회귀식을 도출하였다. 도출된 두 식의 결정계수  $R^2$  은 모두 0.75로 계산되었다.

$$E_c I_{eff} = (0.16 + 10.69\rho + 0.23\sqrt{\frac{P}{f_{ck} A_g}}) E_c I_g \quad (2)$$

$$E_c I_{eff} = (0.16 + 9.34\rho + 0.55\sqrt{\frac{P}{f_{ck} A_g}}) E_c I_g \quad (3)$$

#### 5.2 유효강성식의 비교검증

식 (2)와 식 (3)의 회귀식은 이론 및 해석적 방법으로 유도된 결과로서, 철근콘크리트 사각교각의 실험결과와 비교하여 그림 13에 나타내었다. 그림에 나타난 바와 같이 실험값은 전반적으로 회귀식에 의하여 계산된 값보다는 작은 경향을 보이는데, 이는 축방향철근의 뺨힘(slip)이 횡방향 변위에 영향을 주기 때문일 것이다(Shima 등, 1987). 식 (3)의 평균항복유효강성식의 적용결과는 실험결과의 평균값

보다는 매우 크고 모든 실험결과보다도 큰 값을 보이며, 축력비가 증가할수록 과대평가하는 경향을 나타낸다. 한편 식 (2)의 단면항복유효강성식은 실험결과의 평균값보다는 크며 상한값에 근접하는 값을 제공하게 되어, 내진설계시의 설계지진력의 산정시 비교적 정확하면서도 안전측인 해석결과를 제공할 것으로 판단된다. 그리고 해석결과와 실험결과를 비교분석한 결과, 그림 13과 식 (4)에 제안된 철근콘크리트 원형단면교각의 항복유효강성식(이재훈 등, 2001)을 사각단면교각의 항복유효강성에 적용하여도 안전측으로 제공하므로 큰 무리가 없을 것이다.

$$E_c I_{eff} = (0.16 + 12.09\rho + 0.3\sqrt{\frac{P}{f_{ck}A_g}}) E_c I_g \quad (4)$$

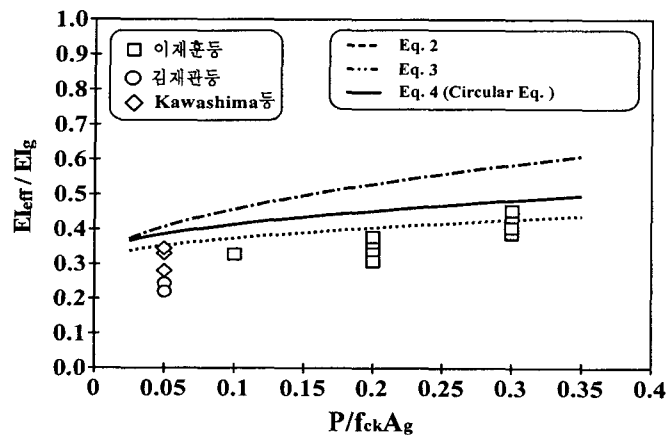


그림 13 항복유효강성식의 비교

## 6. 결 론

1. 국내 도로교설계기준은 교각의 유효강성  $E_c I_{eff}$ 에 대해 내진설계기준이 명확하지 않기 때문에 실무에서는 전단면강성  $E_c I_g$ 을 사용하여 설계지진력을 과대 평가하고 있으며, 설계변위를 검토시 과소 평가하여 비안전측으로 설계되고 있다.
2. 교각의 내진설계시에는 철근콘크리트 교각의 비선형거동을 고려해 볼 때 유효강성을 사용하는 것이 합리적이므로, 항복유효강성을 적용하는 것이 합리적일 것이다.
3. 항복유효강성을 산정하기 위해서는 재료비선형해석을 수행하여야 하므로, 실무설계자에게는 매우 복잡하고 어려운 해석과정이 필요하게 된다. 따라서 본 연구에서는 6가지 변수를 조합한 총 3,240개의 사각단면에 대하여 축력-모멘트-곡률 해석을 수행하고 항복유효강성을 구한 후, 회귀분석을 통하여 항복유효강성식을 도출하였다. 그리고 원형단면의 항복유효강성식을 사각단면의 항복유효강성에 적용하여도 안전측으로 제공하므로 큰 무리가 없을 것이다.

## 감사의 글

본 연구는 지진공학연구센터(과제번호 2000G0204)의 일환으로 수행되었으며, 지원에 감사드립니다.