

유로코드 2 재료모형을 사용한 철근콘크리트 부재의 연성도 평가

최승원*

Choi, Seung Won*

Evaluation of Ductility in Reinforced Concrete Members Using Material Models in Eurocode2

ABSTRACT

In concrete structural design provisions, there is a minimum allowable strain of steel to ensure a ductility of RC members and a c/d is limited for the same purpose in EC2. In general, a ductility capacity of RC members is evaluated by a displacement ductility which is a ratio of ultimate displacement to yield displacement, and it is necessary to calculate accurately a yield displacement and an ultimate displacement to evaluate a displacement ductility. But a displacement in members is affected by various member characteristics, so it is hard to calculate a displacement exactly. In this study, a displacement ductility is calculated by calculating a yield displacement and an ultimate displacement through a moment-curvature relationship. The main variables examined are concrete strength, yield strength, steel ratio, spacing of confinement, axial force ratio and concrete ultimate strain. As results, as a concrete strength is increased, a ductility displacement is increased. But as yield strength, steel ratio, spacing of confinement and axial force ratio are increased, a displacement ductility is decreased. And a displacement ductility is necessary to calculate a response modification factor (R) of columns for seismic design, so it is appeared that it is important to calculate a displacement ductility more accurately.

Key words : Displacement ductility, Yield displacement, Ultimate displacement, Moment-curvature relationship

초 록

철근콘크리트 부재의 연성을 확보하기 위하여 콘크리트구조기준에서는 철근의 최소 허용 변형률에 대한 지침을 두고 있고, EC2에서는 중립축 깊이와 유효 깊이의 비(c/d)를 제한하고 있다. 일반적으로 철근콘크리트 부재의 연성 능력은 항복변위와 극한변위의 비로서 표현되는 변위 연성도를 통해 평가하는데, 변위 연성도를 정확하게 산정하기 위해서는 항복변위와 극한변위에 대한 정립이 필수적이다. 그러나 실제 부재의 변위는 부재의 다양한 특성에 영향을 받으므로 이들 값을 정확하게 산정하는 것은 어렵다. 이 연구에서는 철근콘크리트 부재의 항복변위 및 극한변위를 휨모멘트-휨곡률 관계를 통해 직접 계산하여 변위 연성도를 산정하였다. 해석의 주요 변수는 콘크리트 압축강도, 주철근 항복강도, 주철근 비, 횡철근 간격, 축력비 및 콘크리트 극한변형률이다. 해석 결과 콘크리트 압축강도가 증가할수록 변위 연성도는 증가하였다. 반면에 주철근의 항복강도, 주철근 비, 횡철근 간격 및 축력비가 증가할수록 변위 연성도는 감소하였다. 그리고 변위 연성도는 기둥의 내진설계에 사용되는 응답수정계수(R)의 산정에 필수적이므로 변위 연성도를 정확하게 산정하는 것이 필수적이라고 판단된다.

검색어 : 변위 연성도, 항복변위, 극한변위, 휨모멘트-휨곡률 관계

* 정회원 · 교신저자 · 조선이공대학교 토목건설과 조교수 (Corresponding Author · Chosun College of Science & Technology · swchoi@cst.ac.kr)

Received July 7, 2014/ revised September 11, 2014/ accepted February 10, 2015

1. 서론

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. 이때 다른 단면은 아직 항복강도에 도달하지 않기 때문에 전달되어온 하중에 저항할 수 있는 여유를 갖고 있다(Kim et al., 2007). 첫 위험단면에서 휨강도에 도달한 후에도 변형은 계속 증가하게 되므로 철근콘크리트 구조의 소성힌지에서 비탄성 회전 변형을 흡수하는 능력은 상당히 크다. 이와 같은 소성힌지의 발생으로 인해 철근콘크리트 부재는 최대하중이 작용하더라도 곧바로 파괴되지 않고 연성거동을 하게 된다. 철근콘크리트 휨부재의 연성을 확보하기 위해 콘크리트 구조기준(KCI, 2012)에서는 최소 허용 변형률을 $f_y \leq 400$ MPa 인 경우에는 0.004로 하며 $f_y > 400$ MPa인 경우에는 철근 항복변형률의 2배로 규정하고 있고, 유로코드2 (European Committee, 2002, 이하 'EC2'라 함)에서는 중립축 깊이(c)와 유효깊이(d)의 비(c/d)를 제한함으로써 부재의 연성을 확보하고 있다.

이와 함께 지진하중을 받는 철근콘크리트 교각의 설계에서는 지진 하중 작용시 충분한 소성거동을 확보하는 완전연성(full ductility)의 개념을 채택하여 3 또는 5의 응답수정계수를 사용하여 지진하중에 대하여 구조물의 항복은 허용하되 항복 후 취성파괴가 아닌 연성과 파괴를 유도하고 있다. 또한, 철근콘크리트 교각의 내진성능은 항복변위(Δ_y)에 대한 극한변위(Δ_u)의 비로 표현되는 변위 연성도(μ_d), 항복곡률(ϕ_y)에 대한 극한곡률(ϕ_u)의 비로 표현되는 곡률 연성도(μ_ϕ) 및 에너지 흡수능력 등 여러 가지 방안으로 표현되고 있는데, 주로 변위 연성도에 의하여 평가 및 설계되어지고 있다(Park et al., 2007). 그러나 많은 실험 결과 변위 연성도와 곡률 연성도의 차이는 매우 작고 이에 따라 구조 부재의 거동을 파악하는데 곡률 연성도 역시 많이 사용되고 있다(Ashrafi et al., 2012). 이와 같이 연성도를 정확하게 산정하기 위해서는 부재의 변위를 산정하는 것이 선행되어야 하는데, 이러한 철근콘크리트 부재의 변위는 부재의 휨모멘트-휨곡률 관계를 통해 산정할 수 있다. 그러나 부재의 휨곡률은 콘크리트 강도, 철근 강도, 구속효과 및 축력비 등에 따라 변하므로 해석적으로 혹은 실험을 통해 이를 정확하게 산정하는 것은 어렵다. 이에 따라 항복변위 및 극한변위를 정의하는 여러 가지 방법이 제안되고 있으나 아직까지 통일된 기준이 정립되어 있지 않은 실정이다(Ko, 2013). 그리고 철근콘크리트 교각의 내진 설계에 사용되는 응답수정계수는 장주기 및 단주기 교량에 대해 다음 Eq. (1)과 같이 표현(Adeel Z., 2009)할 수 있는데, Eq. (1)에서와 같이 응답수정계수는 변위 연성도의 항으로 표현될 수 있으므로 변위 연성도를 정확하게 산정하는 것이 기둥의 연성

설계의 필수 조건이라고 할 수 있다. 철근콘크리트 교각의 내진설계에 사용되는 응답수정계수는 변위 연성도의 항으로 표현되고, 구조물의 연성능력 역시 정확한 변위 연성도를 산정함으로써 평가할 수 있으므로 연성도를 정확하게 산정하는 것은 소비자(발주자)가 요구하는 성능에 기반한 구조물 설계의 기초가 된다고 할 수 있다.

$$R = \mu_d \tag{1-(a)}$$

$$R = \sqrt{2\mu_d - 1} \tag{1-(b)}$$

이와 같이 부재의 연성도를 정확하게 평가함으로써 효율적인 설계가 가능하게 되는데, 이는 재료모델에 대한 합리적인 정의가 우선되어야 한다. 많은 연구자(Mander et al., 1988; Saatchioglou et al., 1992; Cusson et al., 1995)들은 비구속 및 구속 콘크리트 모델들을 제시하여 왔으나 이들 모델은 각각 콘크리트 강도에 따라 적용에 제약이 있다는 단점이 있다. 이에 반해 EC2에서는 포물선-직선 압축응력-변형률 관계(parabola-rectangular stress-strain curve : p-r 곡선)를 통해 비구속 및 구속 콘크리트 모델을 제시하고 있는데, 이 재료 모델은 콘크리트 강도에 관계없이 적용할 수 있다는 장점을 가지고 있다. 즉, EC2에서 제시하고 있는 재료 모델을 적용함으로써 콘크리트 강도에 관계없이 부재의 파괴사까지의 강도 및 연성도를 일관되고 합리적으로 산정할 수 있다.

따라서 이 연구에서는 EC2에서 제시하고 있는 콘크리트 및 철근의 재료 모델을 바탕으로 콘크리트와 철근의 강도, 철근의 항복비 및 축력비에 따른 철근콘크리트 부재의 연성도 특성을 휨모멘트-휨곡률 관계를 이용하여 해석적으로 분석하여 실험 결과와 비교해 보고자 하였다. 또한, 횡철근으로 구속된 단면과 횡철근이 배치되지 않은 비구속 단면에 대해 콘크리트 압축강도, 주철근 강도, 주철근 비, 횡철근 간격, 축력비 및 콘크리트 극한변형률을 변수로 하는 매개변수해석을 통하여 각 변수들이 연성도에 미치는 영향을 살펴보고자 하였다. 이 때 전단의 영향 및 장주효과는 고려하지 않았다.

2. 연성도 산정

2.1 휨모멘트-휨곡률 관계 및 처짐 산정

단면 해석을 위해 압축 영역 콘크리트의 응력-변형률 및 철근 변형률-응력 관계는 EC2에서 제시한 p-r 곡선과 탄소성 형태의 이선형 관계를 사용하였다(Euro-Design Handbook, 1994/96). 이때 철근의 경화비(hardening ratio, k)는 1.0으로 가정하였다. Fig. 1에서와 같은 콘크리트 압축모델을 통해 휨모멘트를 산정하고, Eq. (2)의 인장증강효과 및 Fig. 2의 단면의 변형률 분포를 통해

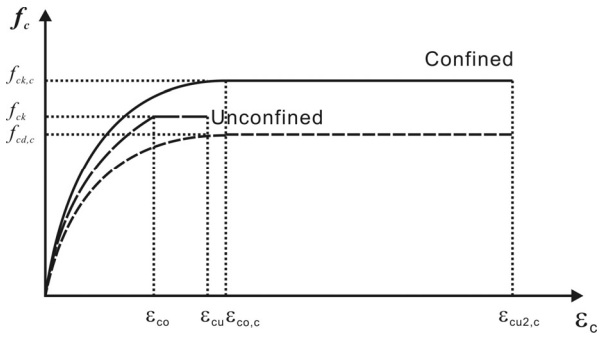


Fig. 1. Stress-Strain Curve for Concrete

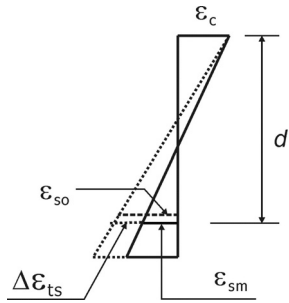


Fig. 2. Correction of Strain Distribution for the Effect of Tension Stiffening

휨곡률을 산정하여 휨모멘트-휨곡률 관계로부터 처짐량을 산정하였다(Choi et al., 2010).

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

여기서, ϵ_{sm} 은 철근의 평균 변형률, ϵ_{so} 과 f_{so} 는 각각 균열면에서 철근의 변형률 및 응력, f_{scr} 은 균열 발생시 균열면의 철근 응력, β_1 은 철근 형태를 반영한 계수로서 이형철근일 경우 1.0, 원형철근일 경우 0.5이며, β_2 는 하중 형태를 반영한 계수로서 단기 하중이 작용할 경우 1.0, 장기 반복하중이 작용할 경우 0.5이다.

철근콘크리트 교각에서 심부 구속콘크리트의 강도와 변형은 나선철근이나 띠철근으로 인한 횡구속 효과에 의해 횡구속되지 않은 비구속 콘크리트의 강도와 변형에 비해 증가한다. EC2에서는 횡구속 콘크리트의 재료모델 역시 비구속 콘크리트와 같은 p-r 곡선의 형태로 제시(Fig. 1)하고 있고, 증가된 최대강도와 변형률은 다음 Eqs. (3)~(5)와 같이 산정하도록 하고 있다. 여기서 $f_{ck,c}$ 및 $\epsilon_{cu2,c}$ 는 각각 횡구속 콘크리트의 최대강도 및 한계 변형률이고, $\epsilon_{co,c}$ 는 횡구속 콘크리트의 최대강도에 대응하는 변형률, $\rho_{sp} = 4A_{sp}/(d_c s)$ 이며, α_s 는 감소계수이다. 이 연구에서는 EC2에서 제시한 횡구속 효과를 반영하여 휨모멘트-휨곡률 관계를 산정하였다.

$$f_{ck,c} = f_{ck} + 2.5\alpha_s \rho_{sp} f_y \quad \text{for } 0.5\alpha_s \rho_{sp} f_y \leq 0.05f_{ck}$$

$$f_{ck,c} = 1.125f_{ck} + 1.25\alpha_s \rho_{sp} f_y \quad \text{for } 0.5\alpha_s \rho_{sp} f_y > 0.05f_{ck} \quad (3)$$

$$\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu2} + 0.1\alpha_s \rho_{sp} f_y / f_{ck} \quad (4)$$

$$\epsilon_{co,c} = \epsilon_{co} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad (5)$$

2.2 연성도 산정

이 연구에서는 철근콘크리트 부재의 연성능력을 평가하기 위해 변위 연성도와 곡률 연성도를 산정하였다. 변위 연성도와 곡률 연성도는 극한 상태 및 항복 상태에서의 변위 및 휨곡률로 정의되므로 이들 값에 의해 연성도는 큰 차이를 보이게 된다. 이에 많은 연구자들은 극한 상태와 항복 상태를 정의하는 다양한 방법을 제시하였는데, Pam et al. (2001) and Ho et al. (2003)은 극한곡률을 휨모멘트-휨곡률 관계에서 최대 휨모멘트에 도달한 후 휨모멘트가 최대값의 80%로 떨어지는 점에서의 휨곡률로 정의하였고, 항복 곡률은 등가의 탄소성 거동으로 가정하여 탄성영역에서 최대 휨모멘트의 75%인 점에서의 휨곡률로 정의하였다. 또한, Bai et al. (2011)은 휨모멘트-휨곡률 관계에서 최대 휨모멘트에 도달한 후 휨모멘트가 최대값의 85%로 감소하는 점의 휨곡률을 극한곡률로 정의하였고, 휨모멘트-휨곡률 관계를 등가의 탄소성 거동으로 가정하여 탄성영역에서 최대 휨모멘트의 75%인 점의 휨곡률을 항복곡률로 정의하였다(Lee, 2013).

그러나 이 연구에서는 항복 및 극한 상태를 기존 연구자와 같이 부재의 휨모멘트-휨곡률 관계로부터 산정하지 않고, 콘크리트와 철근의 재료 거동으로부터 산정하였다. 즉, 항복곡률 및 항복변위는 최외측 인장철근이 항복할 때의 휨곡률과 변위로 정의하였고, 극한 곡률 및 극한변위는 압축 콘크리트의 변형률이 극한변형률에 도달하거나 철근의 변형률이 극한변형률에 도달할 때의 휨곡률 및 변위로 정의하였다. 특히, 횡철근이 배치되어 있는 단면에 대해서는 Eqs. (3)~(5)에 따른 횡구속 효과에 의해 증가된 콘크리트 압축 변형률에 도달했을 때의 휨곡률과 변위를 극한값으로 정의하였다.

3. 해석 대상 및 해석 결과

3.1 해석 대상 단면 및 해석 변수

이 연구의 휨모멘트-휨곡률 계산 절차에 따라 Denpongpan et al. (2005)이 실험한 기둥에 대하여 변위 연성도 및 곡률 연성도를 산정하였다. 기둥의 단면은 300×300×1,100 mm (폭×깊이×높이)이다. 콘크리트 설계기준압축강도는 30 MPa로서 보통강도 콘크리트를 사용하였고, 주철근의 항복강도는 344 MPa, 주철근비는

Table 1. Variables by Denpongpan and Shima (2005)

No.	Section [mm × mm]	f_{ck} [MPa]	Axial load [kN]
1	300 × 300	30	0
2			310
3			620
4			930

Table 2. Variables by Rashid and Mansur (2005)

Name	f_c [MPa]	Longitudinal rebar			Tie	
		Type	Tensile ρ [%]	Compression ρ' [%]	Type	ρ [%]
A211	42.8	4-T250	2.20	0.30	T10	0.62
B211a	73.6	4-T25	2.20	0.30	T10	0.62
B311	72.8	6-T25	3.46	0.31	T10	0.62
B321	77.0	6-T25	3.46	0.62	T10	0.62
B331	72.8	6-T25	3.46	0.94	T10	0.62

1.69%이며, 횡철근의 항복강도는 338 MPa로서 70 mm 간격으로 배치되어 있다. Denpongpan and Shima (2005)은 축력의 크기에 따른 기동 연성도의 변화를 살펴보기 위해 0-930 kN의 축하중을 재하하였다. 단면 해석에서는 이러한 축하중을 초기 압축력으로 적용하여 전체 압축력과 인장력의 평형상태를 통해 휨모멘트-휨곡률 관계를 산정하였다. Table 1에서는 Denpongpan and Shima (2005)의 실험에 사용된 주요 변수를 나타내었다. Denpongpan and Shima (2005)은 실험을 통해 산정된 하중-변위 관계로부터 하중이 감소하기 시작하는 점의 변위를 극한변위로 정의함으로써 연성도를 산정하였다.

Rashid and Mansur (2005)은 고강도 콘크리트를 사용한 철근콘크리트 보의 휨실험을 통해 연성도를 산정하였다. 실험에 사용된 단면은 250×400 mm (폭×깊이)이고, 보의 길이는 3,400 mm이다.

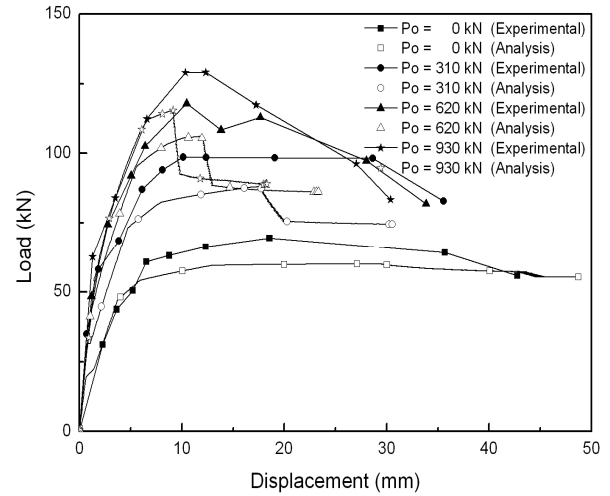


Fig. 3. Load-Displacement Relationship Calculated by Denpongpan et al.

사용된 콘크리트 압축강도는 72.8~77.0 MPa, 주철근의 항복강도는 460 MPa, 주철근비는 2.20 및 3.46%이고, 횡철근의 항복강도는 479 MPa이며, 200 mm 간격으로 배치되었다. Table 2에서는 Rashid and Mansur (2005)이 수행한 보의 휨실험에 대한 각종 물성을 나타내었다. Rashid and Mansur (2005)은 Bai and Au (2011)이 제시한 것과 같이 최대하중의 85% 수준으로 하중이 감소하는 점에서의 변위를 극한변위로 정의하였다.

3.2 곡률 연성도 및 변위 연성도 결과

Fig. 3은 보통강도 콘크리트를 사용한 Denpongpan and Shima (2005)의 실험에 의한 하중-변위 관계의 실험값과 휨모멘트-휨곡률 관계로부터 산정한 하중-변위 관계를 나타낸 것이다. 하중-변위 관계의 최대 하중 이후에서 해석값은 실험값에 비해 과소평가되었는데, 이는 피복콘크리트의 박리에 의해 압축력이 감소하였기 때문으로 판단된다. 그리고 극한변위의 해석값은 축력이 증가할수록

Table 3. Load-Displacement and Curvature Calculated at Yielding State and Ultimate State

Axial load [kN]	Yielding state			Ultimate state			μ_d		μ_ϕ	
	P_y [kN]	Δ_y [mm]	$1/r$ [1/m]	P_u [kN]	Δ_u [mm]	$1/r$ [1/m]	Analysis	Test	Analysis	Test
0	47.86	3.94	0.00976	55.31	48.73	0.12082	12.36 [2.06]*	6 [1.00]*	12.36	-
310	74.80	5.23	0.01297	74.52	30.54	0.07573	5.84 [1.17]*	5 [1.00]*	5.84	-
620	95.71	5.71	0.01415	86.21	23.31	0.05780	4.08 [1.36]*	3 [1.00]*	4.08	-
930	112.15	6.73	0.01670	88.99	18.30	0.04537	2.72 [1.36]*	2 [1.00]*	2.72	-

[*] : ratio of analysis result to test result

Table 4. Displacement Ductility by Rashid and Mansur (2005)

Name	Yielding state		Ultimate state		μ_d
	P_y [kN]	Δ_y [mm]	P_u [kN]	Δ_u [mm]	
A211	475.8	7.57	450.4	19.61	2.59 [2.39]*
B211a	496.6	6.50	502.9	32.08	4.94 [2.82]*
B311	719.8	7.30	710.4	21.08	2.89 [1.59]*
B321	727.1	7.11	729.3	24.40	3.43 [2.22]*
B331	727.1	7.14	731.3	25.80	3.61 [1.64]*

[*] : experimental result

실험값에 대해 약 114~60% 수준으로 과소평가되었다.

Table 3에서는 단면 해석을 통해 산정된 변위 연성도와 실험값을 나타내었다. 변위 연성도의 해석값은 축력에 따라 2.72~12.36이고 이에 대응하는 실험값은 2~6의 값을 나타내어 해석값의 약 48~86% 수준으로 과소평가되는 것으로 나타났다. 변위 연성도에 대한 실험값과 해석값의 이러한 차이는 근본적으로 항복상태와 극한상태를 정의하는 방법에서 차이가 있기 때문으로 판단된다. 기둥의 극한상태를 비구속 콘크리트의 극한변형률인 0.003으로 정의할 때 변위 연성도는 각각 4.47, 3.37, 2.10 및 1.36으로 산정되어 실험값 및 횡구속 효과를 고려한 변위 연성도보다 작은 값을 나타냈다. 즉, 변위 연성도는 극한변위를 정의하는 방법에 따라 실험값보다 과대 혹은 과소 평가할 수 있는 것으로 나타났다. 따라서 변위 연성도를 산정할 경우에는 항복 및 극한상태에 대한 정확한 정의가 우선적으로 이루어져야 하는 것으로 나타났다. 또한, 철근콘크리트 기둥은 횡철근에 의해 횡보강되어 있다는 점에서 횡구속 효과에 의한 변형을 및 강도의 증가를 정확하게 산정하는 것도 정확한 연성도 평가의 선행조건이 됨을 알 수 있다.

Table 4에는 고강도 콘크리트를 사용한 Rashid and Mansur (2005)의 보의 휨실험을 통한 연성도 실험 결과와 해석 결과를 나타내었다. 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라(A211→B211a) 변위 연성도는 실험 및 해석 결과에서 모두 증가하였다. 또한, 압축 철근비(ρ')가 증가함에 따라(B311→B331) 변위 연성도는 증가하였다. 변위 연성도의 실험값은 해석값의 약 45~92% 수준으로 과소평가되었는데, 변위 연성도의 이러한 차이는 실험과 해석시 항복상태와 극한상태를 정의하는 방법이 상이하기 때문으로 판단된다. 이러한 실험과 해석결과로부터 EC2에서 제시한 재료모형을 통해 단면특성에 관계없이 변형률을 산정하고 이로부터 합리적인

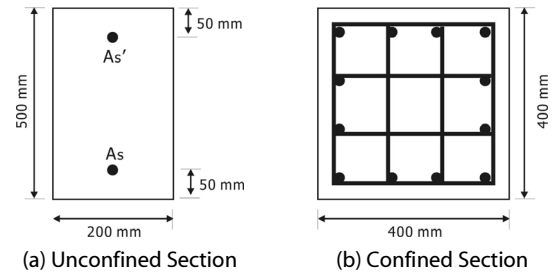


Fig. 4. Cross-Section Analyzed

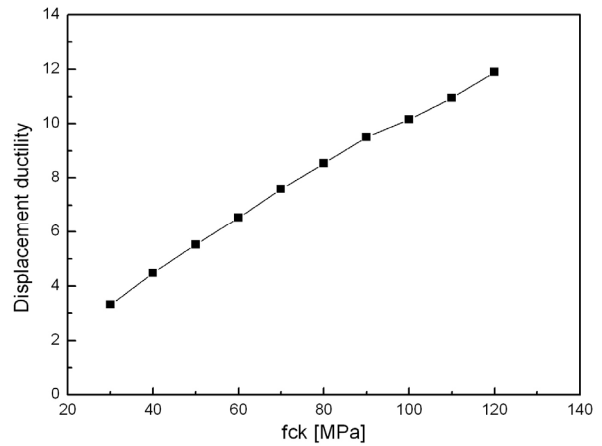


Fig. 5. Displacement Ductility for f_{ck}

로 변위 연성도를 산정할 수 있는 것으로 나타났다.

4. 매개변수해석

4.1 해석 대상 및 해석 변수

3장의 실험 결과와 해석 결과를 바탕으로 이 연구의 휨모멘트-휨곡률 계산 과정과 연성도 평가 절차를 통해 횡구속되지 않은 단면의 변위 연성도 및 횡구속된 단면의 변위 연성도를 해석적으로 살펴보았다. 주요 해석 변수는 콘크리트 압축강도, 주철근 항복강도, 주철근 비, 횡철근 간격, 축력비 및 콘크리트 극한변형률이다. 횡구속되지 않은 단면은 Fig. 4(a)와 같이 200×500 mm (폭×깊이)인 복철근 직사각형 단면으로 설정하였고, 횡구속된 철근콘크리트 단면은 Fig. 4(b)에서와 같이 400×400 mm (폭×깊이)인 정사각형 단면이다. 이때 횡철근의 종류 및 배근 형태에 따라 횡구속 효과는 크게 변하지만, 이 연구에서는 Fig. 4(b)에서와 같이 배치된 띠철근 단면에 대한 연성도 특성만을 살펴보았다. Tables 5 and 6에서는 각각 복철근 단면 및 횡구속된 단면의 연성도 매개변수 해석을 위한 해석 변수와 이에 따른 재료 물성 및 해석 결과를 나타내었다.

Table 5. Variables and Analysis Results of Unconfined Cross-section

No.	f_{ck} [MPa]	f_y [MPa]	ϵ_{cu}	ρ_s	ρ_s'	Yielding state		Ultimate state		μ_d
						Δ_y [mm]	P_y [kN]	Δ_u [mm]	P_u [kN]	
1	30	400	0.0033	0.02	0.006	2.65	274.91	8.77	287.36	3.31
2	40					2.44	279.75	10.90	292.81	4.47
3	50					2.32	283.50	12.81	296.70	5.52
4	60					2.23	286.40	14.56	299.75	6.53
5	70					2.13	288.46	16.17	302.28	7.59
6	80					2.07	290.41	17.67	304.47	8.54
7	90					2.01	291.97	19.09	306.41	9.50
8	100					2.01	293.63	20.41	308.18	10.15
9	110					1.98	294.89	21.67	309.78	10.94
10	120					1.92	295.81	22.85	311.27	11.90
11	30	300	0.0033	0.02	0.006	1.94	207.99	11.68	220.44	6.02
12		500				3.44	339.46	6.81	349.39	1.98
13		600				4.29	400.70	5.49	405.79	1.28
14	30	400	0.0033	0.02	0.002	2.78	269.41	6.86	277.91	2.47
15					0.004	2.70	272.39	7.72	283.23	2.86
16					0.008	2.61	277.00	9.73	289.74	3.73
17					0.010	2.55	278.59	10.67	291.28	4.18
18					0.012	2.50	279.99	11.56	292.27	4.62
19					0.014	2.47	281.26	12.36	292.90	5.00
20					0.016	2.43	282.26	13.09	293.31	5.39
21					0.018	2.41	283.25	13.73	293.59	5.70
22	30	400	0.0033	0.01	0.003	2.21	143.20	14.39	149.87	6.51
23				0.015	0.0045	2.43	209.81	10.87	219.61	4.47
24	30	400	0.0023	0.02	0.006	2.65	274.91	4.99	283.17	1.88
25			0.0043			2.65	274.91	12.16	287.88	4.59
26			0.0053			2.65	274.91	15.51	288.04	5.85

Table 6. Variables and Analysis Results of Confined Cross-section

No.	f_{ck} [MPa]	f_y [MPa]	ρ_s	ϵ_{cu}	s [mm]	Axial force ratio [%]	Yielding state		Ultimate state		μ_d
							Δ_y [mm]	P_y [kN]	Δ_u [mm]	P_u [kN]	
1	30	400	0.01	0.0033	50	0	2.14	75.38	89.46	81.75	41.80
2						10	3.12	141.48	63.20	134.47	20.26
3						20	3.73	196.09	23.83	164.88	11.75
4						30	4.42	238.24	38.40	177.72	8.69
5	30	400	0.01	0.0033	100	10	3.09	141.33	24.75	132.05	8.01
6					200		3.04	140.93	13.25	153.07	4.36
7					300		3.05	141.03	12.30	165.78	4.03
8	40	400	0.01	0.0033	100	10	3.04	167.38	21.19	151.51	6.97
9	50						3.00	193.14	19.24	174.12	6.41
10	60						2.96	218.72	18.03	194.62	6.09

Table 6. Variables and Analysis Results of Confined Cross-section (Continue)

No.	f_{ck} [MPa]	f_y [MPa]	ρ_s	ϵ_{cu}	s [mm]	Axial force ratio [%]	Yielding state		Ultimate state		μ_d
							Δ_y [mm]	P_y [kN]	Δ_u [mm]	P_u [kN]	
11	70	400	0.01	0.0033	100	10	2.94	244.37	16.75	215.00	5.69
12	80						2.95	270.35	16.55	241.78	5.61
13	90						2.95	296.12	16.61	269.07	5.63
14	100						2.94	321.72	16.64	296.85	5.66
15	120						2.95	373.37	17.07	360.42	5.79
16	140						2.94	424.69	17.26	417.38	5.87
17	30	300	0.01	0.0033	100	10	2.37	122.39	25.19	113.77	10.63
18		500					3.75	159.16	24.42	147.99	6.51
19		600					4.46	179.80	24.22	165.27	5.43
20	30	400	0.02	0.0033	100	10	3.27	203.01	22.95	199.17	7.02
21			0.03				3.40	263.34	21.78	265.90	6.41
22			0.04				3.50	322.71	21.10	330.95	6.03
23			0.05				3.61	382.28	20.55	394.53	5.69
24			0.06				3.69	441.47	20.08	460.79	5.44
25			0.07				3.73	499.79	19.78	526.77	5.30
26			0.08				3.79	558.81	19.48	591.24	5.12
27			0.09				3.84	617.68	19.30	657.46	5.02
28	30	400	0.01	0.0023	100	10	3.09	141.33	21.59	128.99	6.99
29				0.0043			3.09	141.33	27.92	133.10	9.04
30				0.0053			3.09	141.33	31.33	134.11	10.14

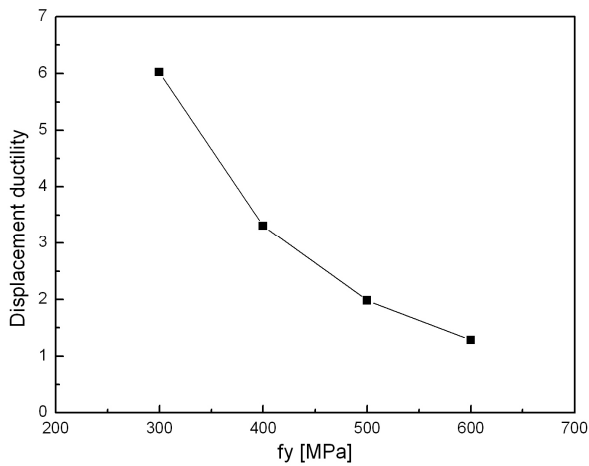


Fig. 6. Displacement Ductility for f_y

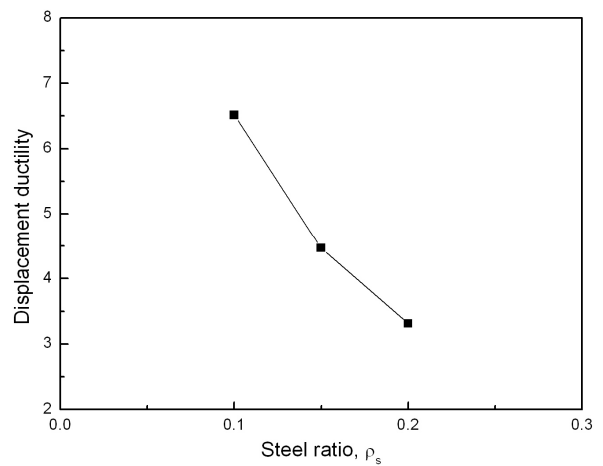


Fig. 7. Displacement Ductility for ρ_s

4.2 비구속 단면의 연성도 해석 결과

Fig. 5는 콘크리트 압축강도(f_{ck})에 따른 변위 연성도를 나타낸 것으로 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 변위 연성도는 증가하였다. 그러나 $f_{ck} \leq 100 MPa$ 에서 압축강도가 증가함에 따라 변위

연성도 증가율은 약 6.8%에서 35% 수준으로 감소하였으나, $f_{ck} > 100 MPa$ 에서 변위 연성도의 증가율은 약 7.7%에서 8.7%로 오히려 증가하는 경향을 보였다.

이는 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 $f_{ck} \leq 100 MPa$ 이전

까지 항복변위의 감소율은 감소하고, $f_{ck} > 100 MPa$ 에서의 항복 변위 감소율은 증가하는데 반해, 극한변위의 증가율은 지속적으로 감소하므로 이와 같은 경향을 나타내는 것으로 사료된다.

Fig. 6에서는 철근의 항복강도(f_y)에 따른 변위 연성도를 나타내었다. 철근의 항복강도가 증가함에 따라 변위 연성도는 감소하였고 이에 따른 변위 연성도의 감소율은 감소하였다. 철근의 항복강도가 증가함에 따라 항복 변형률이 증가하여 항복변위는 증가하지만, 극한변위가 발생하는 극한 변형률은 동일하므로 변위 연성도는 감소하는 것으로 나타났다. 최근 고강도 철근의 사용이 많아지는 추세에서 특히 변형능력이 많이 요구되어지는 부재에 고강도 철근을 사용할 경우에는 변형능력에 대한 충분한 사전 고려가 필요할 것으로 판단된다.

Fig. 7에서는 인장철근비(ρ_s)에 따른 변위 연성도의 변화를 나타내었다. 이때 인장철근비에 대한 압축 철근비(ρ'_s)는 0.3으로 동일하다. 인장철근비가 증가함에 따라 철근의 항복 시점은 지연되고, 휨곡률은 증가하여 항복변위는 증가하는데, 항복변위의 증가율은 각각 9.9% 및 9.0%로 나타났다. 이에 반해 극한변위의 감소율은 각각 25% 및 20%로서 인장철근비가 증가함에 따라 항복변위의 증가율과 극한변위의 감소율이 작아지면서 변위 연성도의 감소율 역시 감소하는 것으로 나타났다. 해석 단면의 최소철근비는 0.0035 이고, 최대철근비는 0.023으로서 최대철근비에 근접함에 따라 연성 능력이 감소함을 확인할 수 있다.

Fig. 8에서는 압축철근비(ρ'_s)에 따른 변위 연성도를 나타내었다. 압축철근비가 증가함에 따라 항복변위는 감소하고 극한변위는 증가하여 변위 연성도는 증가하였다. 즉, 부재의 휨 설계시 인장철근과 압축철근을 동시에 사용함으로써 부재의 변형성능을 향상시킬 수 있으므로 변형능력이 크게 요구되는 부재를 설계할 경우에는 압축철근에 대한 검토가 필요할 것으로 판단된다.

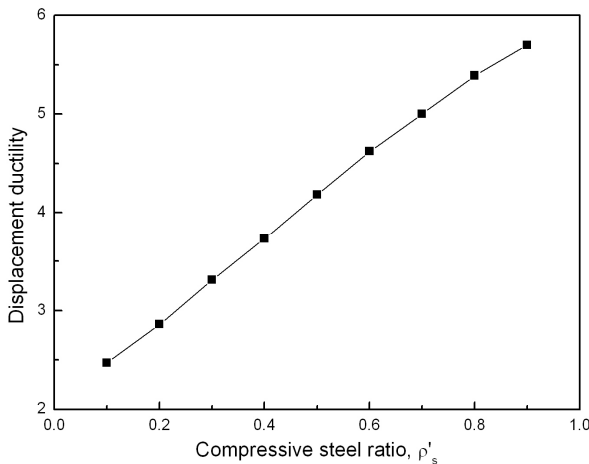


Fig. 8. Displacement Ductility for ρ'_s

콘크리트구조기준에서는 철근의 연성에 대해 특별한 규정을 두지 않고, 철근은 연성을 적절히 확보하여야 한다(KCI, 2012)고 규정하고 있고, EC2에서는 고연성 철근의 극한변형률은 5% 이상, 보통 철근의 극한변형률은 2.5% 이상으로 제시(Euro-Design Handbook, 1994/96)하고 있다. 해석 결과 극한시 철근의 변형률은 3.2% 이하로 산정되었는데, 120 MPa 이상의 초고강도 콘크리트를 사용하는 경우를 제외하면 극한시 철근의 변형률은 2% 이하로서 보통 철근의 연성 조건을 갖는 경우 충분한 연성능력을 확보할 수 있는 것으로 판단되었다. 또한, 120 MPa 이상의 초고강도 콘크리트를 사용할 경우라도 EC2의 규정에서와 같이 5%의 변형률을 갖는 철근을 사용한다면 충분한 연성능력을 확보할 수 있는 것으로 사료된다.

Fig. 9에서는 콘크리트 극한변형률에 따른 변위 연성도의 변화를 나타내었다. 콘크리트 극한변형률이 증가함에 따라 극한변위가 증가하므로 변위 연성도는 증가하게 된다. 콘크리트 극한변형률이 0.0053일 경우 극한상태에서 철근의 변형률은 0.0158로서 철근은 소성상태에 있는 것으로 나타났고 EC2에서 제시하는 보통 철근의 극한변형률 이내이므로 철근의 파단까지는 충분한 여유가 있는 것으로 나타났다.

4.3 구속 단면의 연성도 해석 결과

Fig. 10은 횡구속된 단면의 콘크리트 압축강도에 따른 변위 연성도를 나타낸 것으로 $f_{ck} \leq 80 MPa$ 까지는 압축강도가 증가함에 따라 변위 연성도가 감소하였으나, 이후 $f_{ck} > 80 MPa$ 에서는 압축강도가 증가함에 따라 변위 연성도도 증가하였다. 압축강도가 증가함에 따라 항복변위는 $f_{ck} \leq 80 MPa$ 일 경우 3.04 mm에서 2.95 mm까지 감소하지만 $f_{ck} > 80 MPa$ 인 경우 항복변위는 약 2.95 mm의 값을 갖으며 더 이상 감소하지 않은 반면, 극한변위는 동일구간에서 지속적으로 감소하다 $f_{ck} > 80 MPa$ 일 경우 반대로

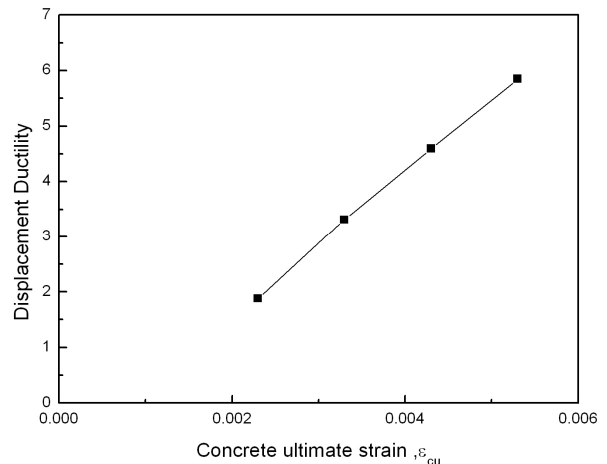


Fig. 9. Displacement Ductility for ϵ_{cu}

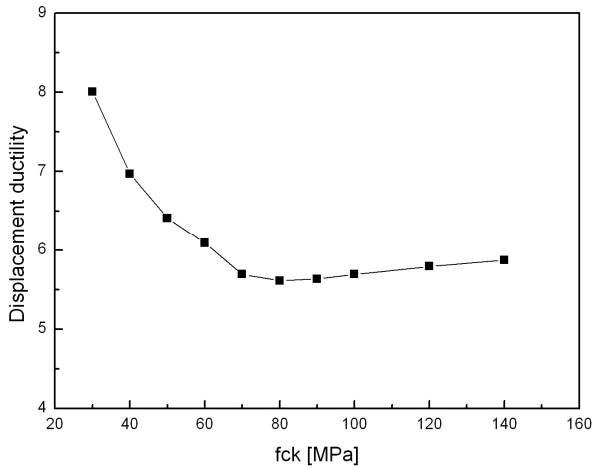


Fig. 10. Displacement Ductility for f_{ck}

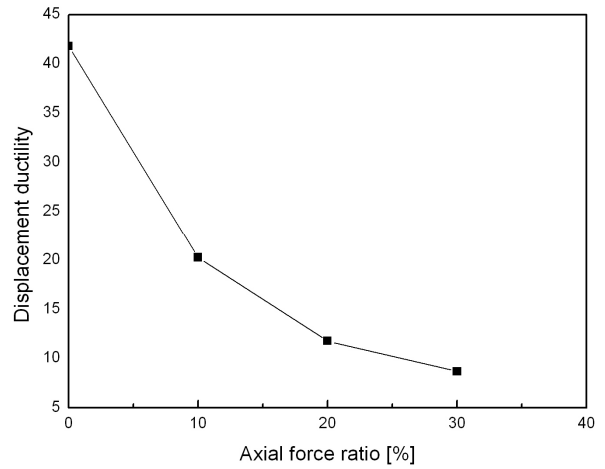


Fig. 11. Displacement Ductility for Axial Force Ratio

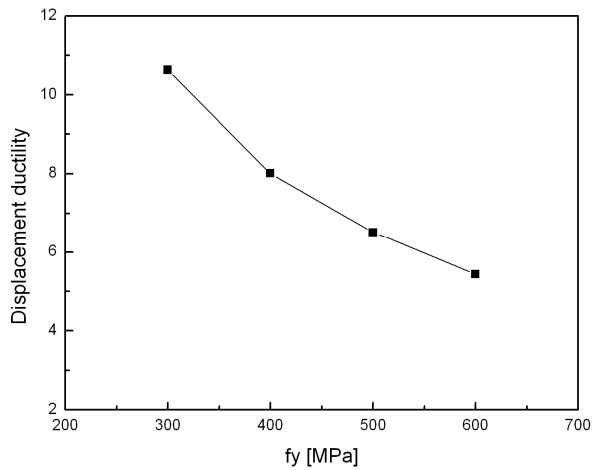


Fig. 12. Displacement Ductility for f_y

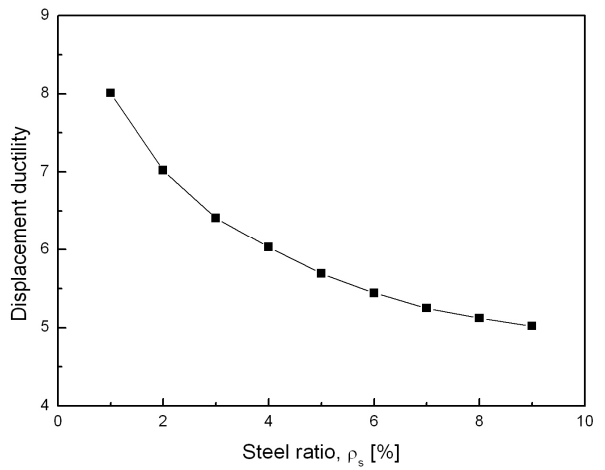


Fig. 13. Displacement Ductility for ρ_s

증가하여 변위 연성도의 변곡점이 발생하였다. 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 극한상태에서 중립축 깊이의 감소율은 항복상태에서의 감소율에 비해 증가하므로 휨곡률과 극한변위 및 연성도가 증가하는 것으로 판단된다. 이러한 결과는 비구속 단면의 콘크리트 압축강도에 따른 변위 연성도와는 다른 경향을 나타낸다. 즉, 비구속된 단면의 변위 연성도는 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 지속적으로 증가하는데 반해, 일정한 축력과 횡구속된 단면의 부재의 변위 연성도는 일정한 압축강도(80 MPa)까지는 감소하고 이후 증가하는 경향을 보였다. 따라서 철근콘크리트 부재의 변형에 영향을 미치는 축력과 횡구속 효과에 대한 면밀한 검토가 필요한 것으로 판단된다.

Fig. 11은 축력비에 따른 변위 연성도의 변화를 나타낸 것이다. 축력비가 증가함에 따라 극한변위는 축력이 0 일때의 70.6~42.9% 수준으로 크게 감소하였고, 변위 연성도 역시 48.5~20.7% 수준으

로 크게 감소하였다. 일반적으로 철근콘크리트 교각에는 축강도의 약 10%에 해당하는 축력이 재하되는데, Fig. 11에서와 같이 축력비가 0%에서 10%로 증가하면서 변위 연성도는 약 48.5% 수준으로 급감하는 점을 볼 때, 철근콘크리트 교각의 변위 연성도 산정에 있어 축력의 영향을 정확히 반영하는 것도 매우 중요할 것으로 사료된다.

Figs. 12 and 13에서는 각각 철근의 항복강도 및 철근비에 따른 변위 연성도를 나타내었다. 철근의 항복강도 및 철근비가 증가함에 따라 변위 연성도는 감소하였는데 이러한 경향은 비구속된 단면의 변위 연성도에서도 유사하게 나타났다. 즉, 철근의 강도 및 철근비는 축력비에 관계없이 변위 연성도에 동일한 영향을 미치는 것으로 판단된다.

Fig. 14에서는 횡철근 간격(s)에 따른 변위 연성도를 나타내었다. 횡철근 간격이 증가함에 따라 횡구속 효과가 작아지면서 극한시

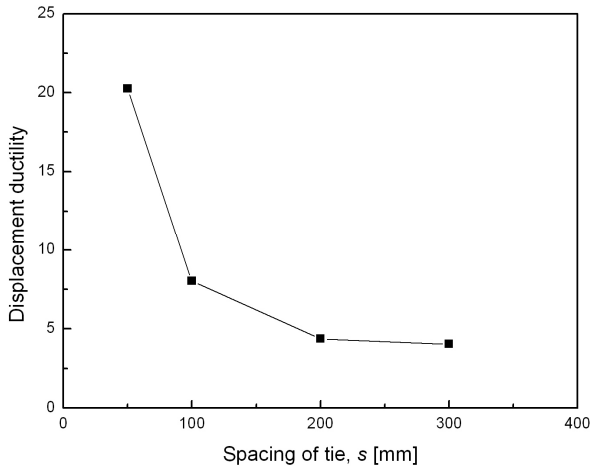


Fig. 14. Displacement Ductility for s

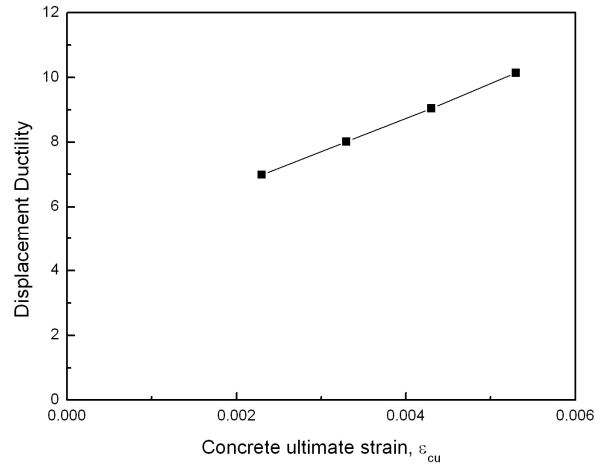


Fig. 15. Displacement Ductility for ϵ_{cu}

의 콘크리트 변형률이 감소하여 극한변위가 큰 폭으로 감소하였고 이에 변위 연성도가 크게 감소하였다. 횡철근 간격이 100 mm에서 50 mm로 감소할 경우 연성능력은 약 2.5배 증가하였다. 이러한 해석 결과로 미루어 볼 때 횡철근을 100 mm 이하로 배치함으로써 철근콘크리트 기둥의 연성 능력을 크게 향상시킬 수 있을 것으로 사료된다.

마지막으로 Fig. 15에서는 콘크리트 극한변형률 (ϵ_{cu})에 따른 변위 연성도를 나타내었다. 콘크리트 극한변형률이 증가함에 따라 극한변위가 증가하여 변위 연성도는 증가하였다. 이때 철근의 변형률은 모두 2.2% 이내로 앞선 비구속 단면의 해석 결과에서와 같이 보통 철근을 사용할 경우 충분한 연성을 확보할 수 있는 것으로 나타났다.

5. 결론

이 연구에서는 콘크리트 및 철근의 재료모형을 통한 휨모멘트-휨곡률 관계로부터 철근콘크리트 부재의 항복변위와 극한변위를 산출하고 이로부터 변위 연성도를 산정하여 그 특성을 분석하였다. 이 연구의 해석 결과를 토대로 한 연구 내용을 요약하면 다음과 같다.

- (1) 콘크리트 압축응력 모델로서 p-r곡선을 적용하였고, 철근은 탄소성 형태의 응력-변형률 관계를 사용하였다. 이러한 재료모형을 통해 휨모멘트-휨곡률 관계를 산정하였고 처짐량을 직접 산정하였다.
- (2) 정확한 변위 연성도를 산정하기 위해서는 항복변위와 극한변위에 대한 정의가 필요하다. 이 연구에서는 최외측 인장철근이 항복할 때의 변위를 항복변위로 하였고, 콘크리트 압축변형률

이 극한 변형률에 도달하거나 인장철근이 극한 변형률에 도달할 때의 변위를 극한변위로 정의하였다.

- (3) 콘크리트 압축강도, 철근 항복강도, 철근비, 축력비, 횡철근량 및 콘크리트 극한변형률에 따른 철근콘크리트 부재의 변위 연성도를 해석적으로 산정하고 그 변화를 분석하였다.
- (4) 횡철근의 배근 형태에 따라서 횡구속 효과는 크게 변화하므로 횡철근의 배근 형태에 따른 변위 연성도에 대한 연구도 필요할 것으로 판단된다.
- (5) 철근콘크리트 교각의 내진설계에는 변위 연성도의 향으로 표현되는 응답수정계수(R)가 사용되므로 연성도를 정확하게 산정함으로써 정교한 교각의 내진설계가 가능할 것으로 사료된다.
- (6) 이 연구의 결과로 미루어 볼 때, 정확한 연성도의 산정을 통해 사용자의 요구에 부합하는 연성능력을 갖춘 철근콘크리트 구조물 설계가 가능할 것으로 판단된다.

References

- Adeel, Z. (2009). *Response modification factor of reinforced concrete moment resisting frames in developing countries*, Master's Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, U.S.A..
- Bai, Z. Z. and Au, F. T. T. K. (2011). "Flexural ductility design of high-strength concrete beams." *The Structural Design of Tall Special Buildings*, pp. 521-542.
- Choi, S. W. and Kim, W. (2010). "Deflection calculation based on stress-strain curve for concrete in RC members." *J. of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 30, No. 4A, pp. 383-389 (in Korean).
- Cusson, D. and Paultre, P. (1995). "Stress-strain model for confined high-strength concrete." *J. of Structural Eng.*, ASCE, Vol. 121, No. 3, pp. 468-477.

- Denpongpan, T. and Shima, H. (2005). "Effect of axial load on ductility of reinforced concrete columns." *30th Conference on Our World in Concrete & Structures*.
- European Committee for Standardization (2002). *Eurocode 2-design of concrete structures*.
- Hamid, R. A., Hossein, B. and Neda, E. (2012). "Comparison of analytical and experimental results of ductility factor in reinforced concrete structures." *Life Science Journal*, Vol. 9, No. 4, pp. 2721-2734.
- Ho, J. C. M., Kwan, A. K. H. and Pam, H. J. (2003). "Theoretical analysis of post-peak behavior of normal and high strength concrete beams." *The Structural Design of Tall Special Buildings*, pp. 109-125.
- International Federation for Structural Concrete (1999). *Structural concrete-manual*, fib(CEB-FIP), Switzerland, Vol. 1, pp. 112-131.
- Karlsruhe, J. E., *Concrete structures euro-design handbook*, Ernst & Sohn, pp. 237-250.
- Kim, W., Kim, J. K., Oh, B. H., Jung, R. and Choi, W. C. (2007). *Design of concrete structures*, Dong Hwa Technology Publishing Co. (in Korean).
- Ko, S. H. (2013). "Displacement ductility of circular RC column according to the spacing spirals." *J. of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection*, Vol. 17, No. 2, pp. 71-82 (in Korean).
- Korea Concrete Institute (KCI) (2012). *Concrete structural design provisions* (in Korean).
- Lee, H. J. (2013). "Evaluation on moment-curvature relations and curvature ductility factor of reinforced concrete beams with high strength materials." *J. of the Korea Concrete Institute*, Vol. 25, No. 11, pp. 283-294 (in Korean).
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R. (1988). "Theoretical stress-strain model for confined concrete." *J. of Structural Eng., ASCE*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1825.
- Pam, H. J., Kwan, A. K. and Islam, M. S. (2001). "Flexural strength and ductility of reinforced normal and high strength concrete beams." *Proceeding of the ICE-Structures and Buildings*, Vol. 146, No. 4, pp. 381-389.
- Park, C. K., Chung, Y. S. and Lee, D. H. (2007). "Limited-ductile seismic design and performance assessment method of RC bridge piers based on displacement ductility." *J. of the Korea Concrete Institute*, Vol. 19, No. 1, pp. 19-26 (in Korean).
- Rashid, M. A. and Mansur, M. A. (2005). "Reinforced high-strength concrete beams in flexure." *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 3, pp. 462-471.
- Saatchioglu, M. and Razvi, S. R. (1992). "Strength and ductility of confined concrete." *J. of Structural Eng., ASCE*, Vol. 118, No. 6, pp. 1590-1607.