

지진하중을 받는 철근콘크리트 교각의 연성도 상관관계

Ductility Relationship of RC Bridge Columns under Seismic Loading

손혁수* 이재훈**
Son, Hyeok Soo Lee, Jae Hoon

국문요약

본 연구는 철근콘크리트 교각에 대한 새로운 내진설계법을 개발하기 위한 연구의 일환으로서, 축력과 함께 반복 횡하중을 받는 철근콘크리트 교각의 곡률연성도와 변위연성도의 상관관계를 분석하고 연성도 상관관계식을 제시함을 목적으로 한다. 이를 위하여, 반복하중을 받는 철근콘크리트 기둥의 횡하중-변위 포락곡선 실험결과를 비교적 정확하게 예측하며, 특히 변형능력 및 연성도에 대하여는 실험결과에 비하여 안전측의 결과를 제공하는 비선형해석 프로그램(NARCC)을 이용하였다. 해석의 대상 교각으로는, 단면지름, 형상비, 콘크리트 강도, 축방향철근 함복강도, 심부구속철근 함복강도, 축방향철근비, 축력비, 심부구속철근비 등을 주요변수로 하여, 총 7,200개의 철근콘크리트 나선철근 기둥 모델을 채택하였으며, 세 가지 함복변위의 기준을 적용하여 총 21,600개의 해석결과자료를 대상으로 상관관계를 분석하여 형상비를 주요변수로 한 곡률연성도와 변위연성도의 상관관계식을 제안하였다.

주요어 : 철근콘크리트 교각, 내진설계법, 곡률연성도, 변위연성도, 상관관계식

ABSTRACT

This research is a part of a research program to develop a new design method for reinforced concrete bridge columns under axial load and cyclic lateral load. The objectives of this paper are to investigate the relationship between curvature ductility and displacement ductility and to propose a correlation equation for designing of reinforced concrete bridge columns under axial load and cyclic lateral load. Computer program NARCC was used for parametric study, which was proved to provide good and conservative analytical result especially for deformation capacity and ductility factor compared with test result. A total of 7,200 spirally reinforced concrete columns were selected considering the main variables such as section diameter, aspect ratio, concrete strength, yielding strength of longitudinal and confinement steel, longitudinal steel ratio, axial load ratio, and confinement steel ratio. A new equation between curvature ductility factor and displacement ductility factor with the aspect ratio was proposed by investigation of 21,600 data produced from the selected column models by applying 3 different definitions of yield displacement.

Key words : reinforced concrete bridge columns, seismic design method, curvature ductility factor, displacement ductility factor, correlation equation

1. 서론

구조물의 연성은 후탄성(post-elastic)영역에서 강도가 현저히 감소하지 않은 상태로 큰 변형을 일으킬 수 있는 능력을 의미하는 것으로서, 지진하중과 같은 반복하중을 받는 구조물의 내진 성능에 가장 중요한 요소 중의 하나이다. 이러한 연성을 고려하기 위하여, 현행 도로교설계기준(2000)⁽¹⁾ 내진설계규정은 응답수정계수(response modification factor) R을 적용하고 있다. 그러나 응답수정계수의 적용은 단면력기초 설계개념(force-based design concept)으로서 교각의 연성도를 간접적으로 고려하는 하나의 수단이라고 할 수 있으므로, 교각의 거동특성 및 교량전체 시스템의 구조계 거동에 따른 교각의 연성능력을 직접적으로 고려하는 데에는 한계가 있는 방법이라고 할 수 있다.

따라서 연성을 직접적으로 고려하고 있는 변위기초설계 개념(displacement-based design concept)의 관점에서는, 응답수정계수를 적용하는 현행 설계법을 적용하는 경우가 다

소 합리적이지 못한 설계결과를 유발할 수도 있을 것이다. 특히, 국내의 경우 내진설계에 관한 짧은 역사, 경험부족 및 자료적 미비 등으로 인해 도로교설계기준 내진설계규정의 상당부분이 강진 지진지역인 외국의 설계기준을 바탕으로 규정됨으로써, 한국지진공학회와 지진공학연구센터를 중심으로 이와 같은 현행 내진설계법이 우리나라의 경우에도 합리적이며 적합한 것인지에 대한 논의 및 연구가 진행되어 왔다.

이와 같은 논의의 결과로서 우리나라와 같은 중진 지진지역의 경우에는 완전연성(full ductility)을 확보하기 위한 강진지역의 내진설계 개념보다는 한정연성(limited ductility) 내진설계와 같이 연성도를 직접 고려한 내진설계법이 보다 합리적이며 경제적인 내진설계 방법으로 인식되고 있다. 그림 1은 연성도를 고려한 철근콘크리트 교각의 내진설계법을 개념적으로 나타낸 것으로서, 연성도를 고려한 내진설계는 현재 세계적으로 연구가 활발히 진행중인 성능기초내진설계(performance-based seismic design) 및 능력설계(capacity design)와 개념적으로 유사한 설계법으로서 현행 국내의 내진설계기준과는 다른, 보다 체계적이고 합리적인 내진설계법이라고 할 수 있다. 연성도를 고려한 내진설계법의 개발 및 적용을 위해서는 곡률연성도와 변위연성도의 상관관계, 연성도와 심부구속철근량의 상관관계 및 소요연성도를 결정

* 정회원 · 영남대학교 토목공학과 연구원, 공학박사

** 정회원 · 영남대학교 토목공학과 부교수(대표저자 : jholee@yu.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2003년 10월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.
(논문접수일 : 2003. 4. 8 / 심사종료일 : 2003. 7. 22)

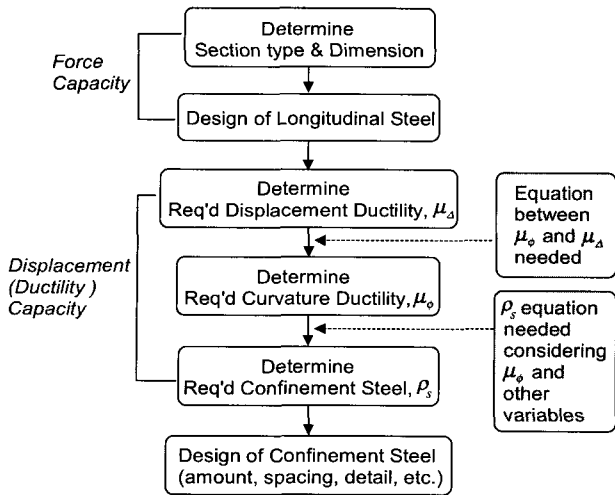


그림 1 연성도를 고려한 내진설계법의 개념도

하기 위한 구체적인 방법이 필요하다. 따라서, 본 연구에서는 연성도를 고려한 철근콘크리트 교각의 내진설계법의 개발을 위하여, 곡률연성도와 변위연성도의 상관관계를 분석하였고 상관식을 제안하였다.

2. 곡률연성과 변위연성의 상관관계 분석을 위한 해석

2.1 철근콘크리트 기둥의 비선형해석

구조물의 연성능력은 일반적으로 단면의 곡률연성(curvature ductility)과 부재의 변위연성(displacement ductility)으로 나타낼 수 있는데, 부재 및 단면을 구성하고 있는 여러 가지 변수에 영향을 받는다. 철근콘크리트 교각의 경우에는 콘크리트의 압축강도, 축방향철근의 항복강도, 심부구속철근의 항복강도, 축방향철근비, 콘크리트의 극한변형률, 심부구속철근비, 축력비 등이 연성에 영향을 주는 주요 변수들이다. 이와 같은 다양한 변수들의 영향을 정량적으로 평가하기 위해서는 실험을 수행하는 것이 가장 신뢰할만한 방법이지만, 모든 변수들을 고려하여 실험을 수행한다는 것은 사실상 양적으로 불가능하므로 실험결과와 유사한 해석결과를 제공하는 해석적 방법을 채택하였다.

본 연구에서는 철근콘크리트 교각의 곡률연성도와 변위연성도의 상관관계를 분석하고 상관식을 제안하기 위하여, 손혁수 등^{(2),(3)}이 개발한 비선형해석 프로그램 NARCC (Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Columns)를 채택하였다. NARCC는 축력 하에서 반복 횡하중을 받는 철

근콘크리트 기둥의 모멘트-곡률 포락곡선 및 하중-변위 포락곡선을 해석하기 위한 프로그램으로서, 콘크리트의 재료 비선형성, 반복하중에 의한 철근의 응력-변형률 특성, 횡구속철근에 의한 횡구속효과, 축력의 영향을 고려한 축방향철근의 부착슬립 모델, 축방향철근의 파단기준 등을 고려한다. NARCC는 철근콘크리트 기둥단면의 모멘트-곡률 곡선을 구성한 후, 기둥길이에 따른 곡률분포의 수치적분으로 휨작용에 의한 횡방향변위를 계산하고, 축방향철근의 부착슬립에 의한 변위 및 전단작용에 의한 변위를 모두 고려하여 기둥상단의 최종 횡하중-변위 곡선을 구성한다.

그림 2는 프로그램 NARCC를 이용한 포락곡선 해석결과를 실험결과와 비교한 것으로서, 그림 2의 (a)와 (b)는 도로교설계기준의 심부구속철근요구량과 유사한 심부구속철근이 배근된 보통강도 콘크리트의 나선철근 기둥 시험체이며, (c)는 도로교설계기준의 심부구속철근요구량의 44%가 배근된 고강도 콘크리트의 나선철근 기둥 시험체이다. 즉, 그림 2(a)는 콘크리트 압축강도 27.5MPa, 축방향철근 항복강도 349MPa, 횡방향철근 항복강도 360MPa, 축력비 20.9% 축방향철근비 1.26%, 횡방향철근비 0.0099(도로교설계기준 심부구속철근량의 1.08배)인 CN-SP-80-20 시험체⁽⁵⁾이다. 그림 2(b)는 콘크리트 압축강도 27.5MPa, 축방향철근 항복강도 337MPa, 횡방향철근 항복강도 360MPa, 축력비 20.4% 횡방향철근비 0.0099(도로교설계기준 심부구속철근량의 1.01배)로서 그림 2(a)의 CN-SP-80-20 시험체와 동일하거나 유사하지만, 축방향철근비가 3.23%인 CNH-SP-80-20 시험체⁽⁵⁾이다. 그림 2(c)는 콘크리트 압축강도 60MPa, 축방향철근 항복강도 425MPa, 횡방향철근 항복강도 414MPa 등 콘크리트와 철근의 재료강도가 상대적으로 고강도이며, 축력비는 14.1%이고, 횡방향철근비는 0.0079로서 도로교설계기준 심부구속철근량의 0.44배가 배근된 CH1-SP-45-14 시험체⁽⁴⁾이다.

그림 2에 나타난 바와 같이, 프로그램 NARCC는 초기하중 단계뿐만 아니라 최대하중 이후의 곡선 하강부도 비교적 정확하게 예측하며, 특히 변형능력 및 연성도에 대하여는 실험결과에 비하여 안전측의 포락곡선 해석결과를 제공한다.^{(2),(3)}

2.2 해석 대상 교각의 주요 변수

곡률연성도와 변위연성도의 상관관계를 분석하고 상관식을 제안하기 위하여 그림 3과 같은 원형단면의 컨틸레버 형식 철근콘크리트 나선철근 교각을 해석 대상으로 채택하였

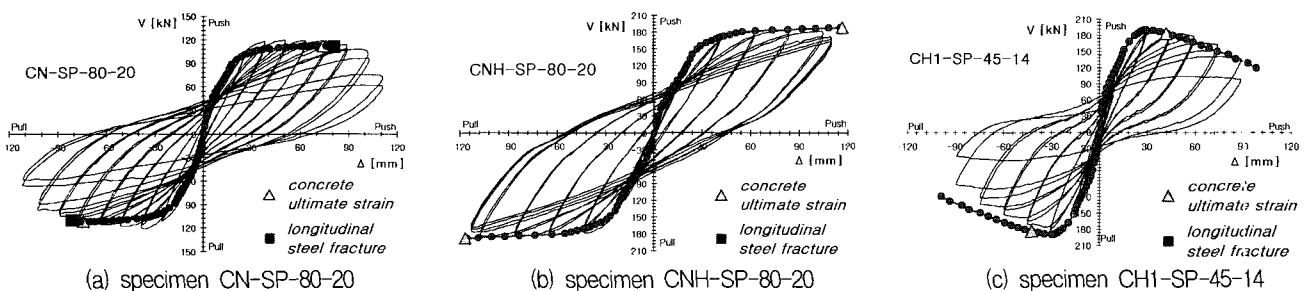
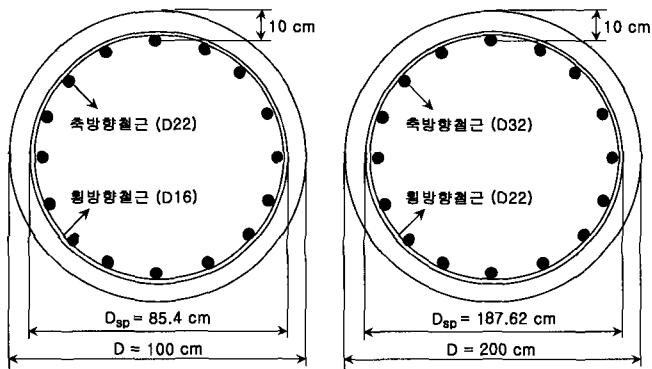


그림 2 비선형해석 프로그램 [NARCC]를 사용한 해석결과와 실험결과의 비교^{(2),(3)}



(a) 지름 100cm인 단면의 상세 (b) 지름 200cm인 단면의 상세
그림 3 변수연구에 사용된 교각의 단면 상세

으며, 표 1에 나타난 바와 같이 7개의 변수를 조합하였다. 즉, 단면의 크기는 지름 100cm와 200cm의 2가지, 교각 형상비는 2~10 범위의 6가지, 콘크리트의 압축강도는 200~600kgf/cm² 범위의 6가지, 철근의 항복강도는 3,000kgf/cm² 과 4,000kgf/cm²의 2가지, 축방향 철근비는 1~4% 범위의 4가지, 축력비는 10~30% 범위의 3가지, 횡방향철근비는 도로교설계기준 6.8.2.1의 심부구속철근 규정을 기준으로 1/4씩 감소하는 양과 도로교설계기준 4.3.7.2의 횡방향철근 규정에 따라 설계된 비내진 횡방향철근량 등 5가지를 채택하였으며, 7개의 각 변수들을 조합하여 총 7,200개의 단면에 대한 포락곡선 해석을 수행하였고 2.3의 세 가지 항복변위의 정의를 적용하여 총 21,600개의 연성도 해석 자료를 대상으로 분석하였다.

2.3 연성도 산정을 위한 항복변위 및 극한변위의 정의

철근콘크리트 교각의 연성능력은 식 (1)과 같이 극한곡률

(ϕ_u)에 대한 항복곡률(ϕ_y)의 비율로 정의되는 곡률연성도 (curvature ductility factor, μ_ϕ)와 식 (2)와 같이 극한변위 (Δ_u)에 대한 항복변위(Δ_y)의 비율로 정의되는 변위연성도 (displacement ductility factor, μ_Δ)로 나타낼 수 있다.^{(9),(10),(12)}

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \tag{1}$$

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{2}$$

그러나, 이와 같은 연성도의 정량적인 값은 항복상태 및 극한상태의 정의에 따라 달라지며, 하나의 통일된 기준으로까지는 아직 정립되지 못한 상태이다. 특히 항복곡률 및 항복변위는 적용된 정의에 따라 곡률연성도와 변위연성도의 정량적 평가에 큰 영향을 미친다.⁽⁸⁾ 따라서 본 연구에서는 그림 4에 나타난 바와 같이, 다음의 3가지로 항복상태를 정의(yielding definition)하여 해석에 적용하였다.

- ① 항복 정의 A : 기둥단면에서 최외곽 축방향철근이 최초로 항복하는 상태에서의 곡률($\phi_{y,first}$) 및 변위($\Delta_{y,first}$)
- ② 항복 정의 B : 축력을 고려한 공칭휨강도(M_n) 및 공칭횡력강도(V_n)의 75%에 해당하는 곡률 및 변위를 구한 후 이를 0.75로 나누어 구한 곡률($\phi_{y,eqv}$) 및 변위($\Delta_{y,eqv}$)⁽¹⁰⁾
- ③ 항복 정의 C : 기둥단면에서 최외곽 축방향철근이 최초로 항복하는 상태에서의 곡률($\phi_{y,first}$) 및 변위($\Delta_{y,first}$)에 공칭휨강도(M_n) 및 공칭횡력강도(V_n)와 축방향철근의 최초항복모멘트(M_y) 및 최초항복횡력(V_y)의 비율을 곱하여 구한 곡률($\phi_{y,shift}$) 및 변위($\Delta_{y,shift}$)

표 1 변수연구(parametric study)에 사용된 주요변수

변수명	변수 조건	비고
단면지름, D[cm]	100, 200	-
형상비, L/D	2, 3, 4, 5, 6, 10	L : 기둥길이
콘크리트 강도, f_{ck} [kgf/cm ²]	200, 300, 400, 500, 600	-
축방향철근 및 심부구속철근 항복강도, f_y & f_{yh} [kgf/cm ²]	3,000 4,000	-
축방향 철근비, ρ_l	1, 2, 3, 4%	-
축력비, α	10, 20, 30%	$\alpha = P/(f_{ck} A_g)$
횡방향철근비, ρ_s	100, 75, 50, 25 % & 비내진	도로교설계기준(2000)에 의한 심부구속철근비 기준

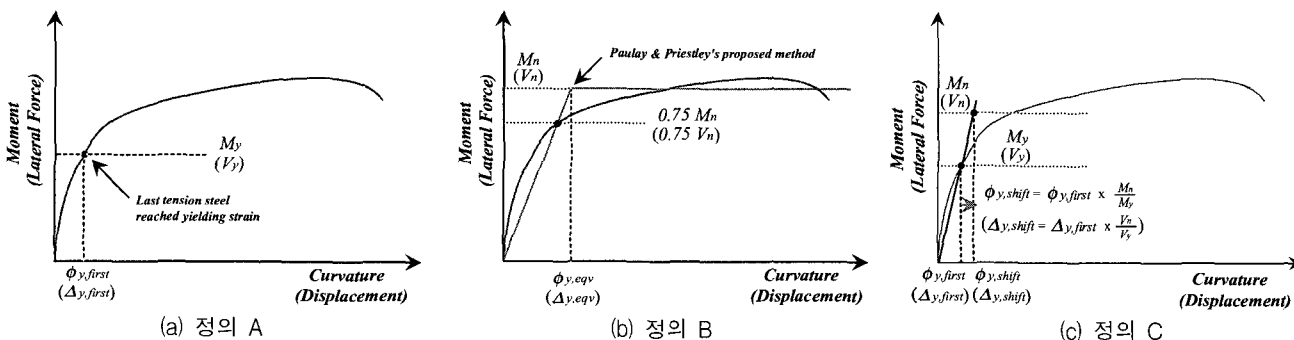


그림 4 항복상태의 정의

극한상태의 정의도 역시 다양한 변수들의 영향에 의해 파괴모드가 달라지므로 아직까지 통일된 하나의 기준이 정립되지 못한 상태이지만, 일반적으로 심부콘크리트의 파괴 또는 축방향철근의 파단을 극한상태로 정의하는 것이 합리적이다. 다양한 변수들의 조합에 대한 해석결과의 극한상태를 분석한 결과, 철근의 항복강도가 3,000kgf/cm²이고 축력비가 10%인 경우에는 콘크리트가 극한변형률에 도달하기 이전에 축방향철근의 파단이 먼저 발생하는 경향을 나타내었으나 두 가지 파괴상황이 발생하는 변위가 큰 차이를 나타내지는 않는다. 그 이외의 변수를 갖는 경우에는, 축방향철근비, 축력비, 콘크리트 및 철근의 강도가 증가할수록 축방향철근의 파단보다는 콘크리트가 극한변형률에 먼저 도달하여 콘크리트의 파괴가 지배적인 것으로 분석되었다. 따라서, 본 연구에서는 안전측인 분석 및 일관성 있는 경향분석을 위해 극한상태의 기준을 콘크리트 변형률이 극한변형률에 도달한 상태를 극한상태로 정의하였으며 콘크리트 극한변형률은 Mander 등⁽⁶⁾이 제안한 식 (3)을 사용하였다.

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (3)$$

3. 곡률연성도와 변위연성도의 상관관계 분석

표 1에 나타난 변수들을 조합하여 총 7,200개의 단면에 대한 포락곡선 해석을 수행한 후, 세 가지 항복변위의 정의를 적용하여 얻은 총 21,600개의 연성도 해석 자료를 분석한 결과, 횡방향철근비가 클수록, 축력비가 작을수록, 곡률연성도 및 변위연성도가 증가하는 경향을 나타내었다. 또한, 모든 변수가 동일한 경우, 축방향 철근비가 증가할수록, 횡방향철근의 항복강도가 작을수록, 콘크리트 압축강도가 증가할수록 곡률연성도 및 변위연성도가 감소하는 경향을 나타내었다. 주요 변수별 곡률연성도와 변위연성도의 상관관계 분석 결과는 다음과 같다.

3.1 항복기준 및 단면크기에 따른 영향

그림 5의 (a)와 (b)는 형상비가 5.0인 교각에 대한 해석결

과로서 단면 크기별로 각각 1,800 개의 연성도 해석 자료를 나타낸 것이며, 항복 정의 A, B, C 중에서 항복 정의 A를 항복상태로 적용한 경우에 곡률연성도와 변위연성도가 모두가 가장 큰 값을 갖게 됨을 보인다. 이것은 이미 잘 알려진 바와 같이, 항복 정의 A가 기둥단면의 최외곽 축방향철근이 최초로 항복하는 상태를 기준으로 하여 항복 정의 B와 항복 정의 C를 적용한 경우보다 항복곡률 및 항복변위의 값이 작게 평가되기 때문이다. 항복 정의 B를 적용한 경우와 항복 정의 C를 적용한 경우의 연성도는 항복 정의 C를 적용한 경우가 다소 큰 값을 제공하지만 항복 정의 B를 적용한 경우와 큰 차이는 나타나지 않는다.

그림 5에 나타난 직선은 항복기준별 곡률연성도와 변위연성도의 선형회귀분석 결과에 의한 회귀식을 나타낸 것으로서, 단면지름이 100cm인 경우에는 동일한 곡률연성에 대해서 항복 정의 B를 적용한 경우가 변위연성도를 다소 크게 평가하는 경향을 나타내지만, 단면지름이 200cm인 경우에는 항복상태의 정의에 관계없이 곡률연성도와 변위연성도의 상관관계가 유사함을 나타내고 있다.

단면크기에 따른 곡률연성과 변위연성의 상관관계는 단면지름이 200cm인 경우(그림 5(b))가 단면 지름이 100cm인 경우(그림 5(a))에 비해서 다소 작은 연성도를 나타낸다. 이는 변수연구의 주요변수 중 하나인 횡방향철근비를 식 (4)와 식 (5)로 정의되는 도로교설계기준(2000)의 소요심부구속철근비에 대한 비율로 결정하였기 때문이다. 즉, 단면의 지름이 100cm인 경우에는 식 (4)가 지배적이지만 지름이 200cm인 경우에는 식 (5)가 지배적이며 지름 100cm에 적용되는 식 (4)의 값은 지름 200cm에 적용되는 식 (5)의 값보다 크다.

$$\rho_s = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_{ck}}{f_y} \quad (4)$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{f_{ck}}{f_y} \quad (5)$$

따라서 단면의 지름이 200cm인 경우가 지름이 100cm인 경우보다 소요심부구속철근량이 상대적으로 작으므로 이를 기준으로 한 경우 횡방향철근량이 상대적으로 적게 배근되는

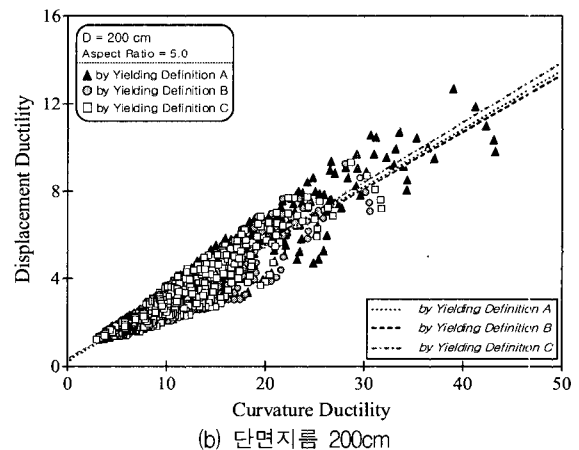
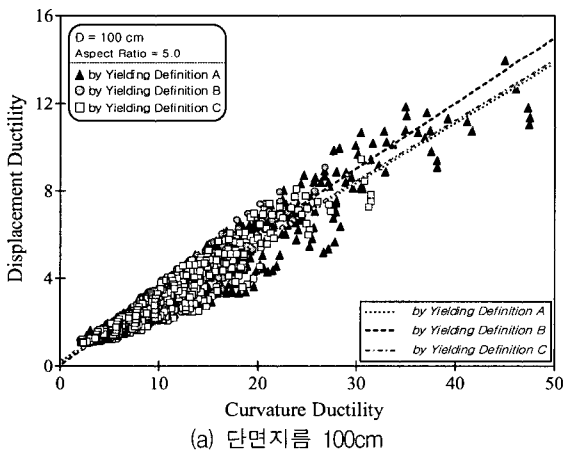


그림 5 형상비 5.0인 경우의 연성도 상관관계

지름 200cm인 경우가 연성도도 역시 상대적으로 낮게 평가되는 것이다. 그러나, 횡방향철근비가 동일한 경우에는 단면의 크기에 관계없이 연성도는 유사한 값을 갖는다.

결과적으로, 그림 5에 나타난 것과 같이 항복의 정의 및 단면크기의 변화에 따라 곡률연성도와 변위연성도의 정량적인 값은 다소 차이가 있지만, 곡률연성도와 변위연성도의 전반적인 상관관계는 항복기준 및 단면크기와 무관하게 유사한 경향을 나타내는 것으로 분석되었다.

3.2 형상비의 영향

그림 6(a)는 단면지름 100cm인 경우의 형상비에 따른 연성도의 상관관계를 나타낸 것으로서, 동일한 곡률연성도에 대하여 형상비가 증가할수록 변위연성도는 감소하는 경향을 나타내며, 단면지름이 200cm인 경우에도 동일한 경향을 보인다. 이는 기둥의 단면상세가 동일한 경우 형상비가 증가할수록 항복변위와 극한변위가 모두 증가하지만, 극한변위의 증가비율보다는 항복변위의 증가비율이 더 크기 때문이다. 그림 6(b)는 단면지름 200cm, 콘크리트 압축강도 240kgf/cm², 철근 항복강도 3,000kgf/cm², 축방향철근비 1%, 축력비 10%, 횡방향철근비 0.0096인 전형적인 철근콘크리트 교각의 형상비별 하중-변위 곡선 해석

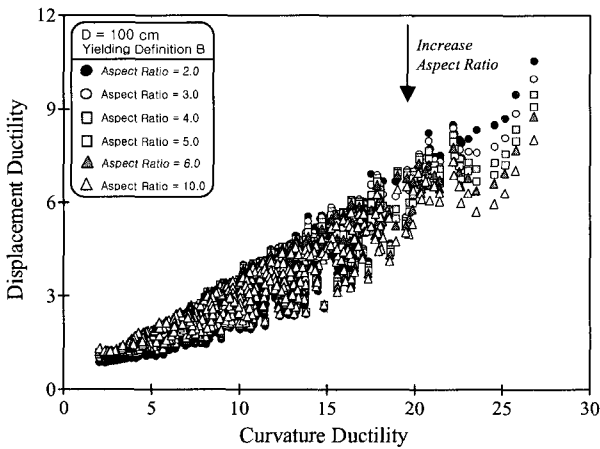
결과를 나타낸 것으로서, 전술한 바와 같이 형상비가 증가할수록 기둥의 횡방향변위는 증가하지만 연성도는 감소하게 된다.

3.3 축력비 및 횡방향철근비의 영향

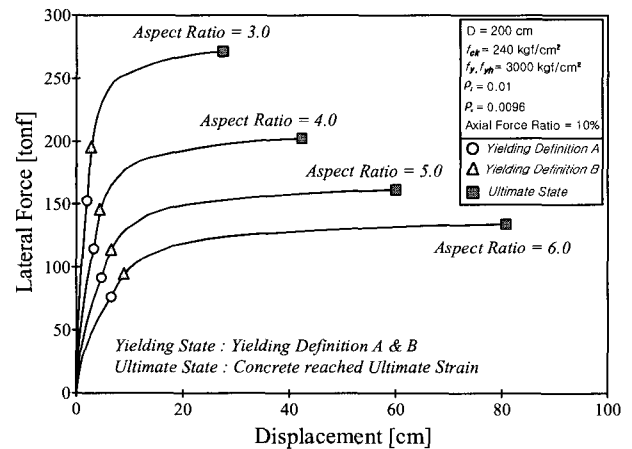
그림 7은 형상비 4.0, 단면지름 200cm, 콘크리트 압축강도 200kgf/cm², 축방향철근비 1%, 축방향철근 및 횡방향철근 항복강도 3,000kgf/cm²인 경우의 곡률연성도와 변위연성도 해석결과를 축력비와 횡방향철근비를 변수로 하여 나타낸 것으로서, 축력비가 작을수록, 또 횡방향철근비가 증가할수록 곡률연성도와 변위연성도가 증가하는 경향을 나타낸다.

3.4 콘크리트 압축강도의 영향

그림 8은 형상비 4.0, 단면지름 200cm, 축방향철근비 1%, 축방향철근 및 횡방향철근 항복강도 3,000kgf/cm², 횡방향철근비 0.00971인 경우의 곡률연성도와 변위연성도 해석결과를 축력비와 콘크리트 강도를 변수로 하여 나타낸 것으로서, 축력비 및 콘크리트 압축강도가 증가할수록 곡률연성도와 변위연성도가 감소하는 경향을 나타낸다.



(a) 곡률연성도와 변위연성도 상관관계



(b) 횡하중-변위 곡선의 비교

그림 6 형상비 변화에 따른 연성도 상관관계 및 횡하중-변위 곡선

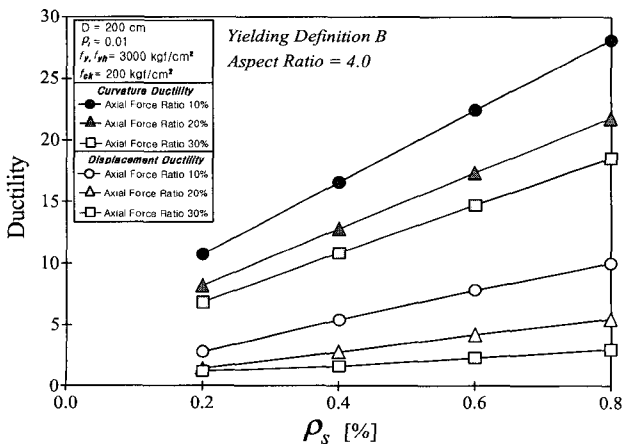


그림 7 축력비 및 횡방향철근비에 따른 연성도

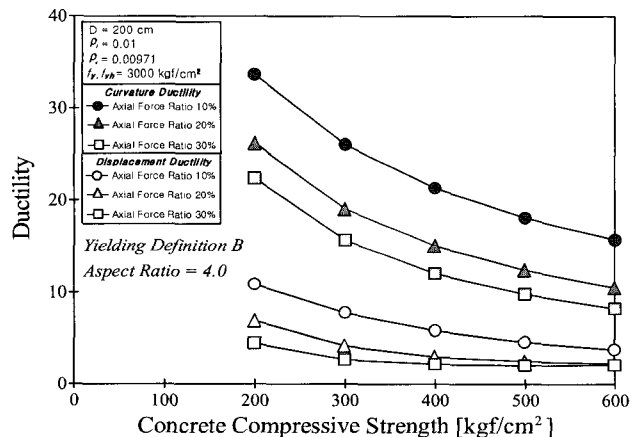


그림 8 콘크리트 압축강도에 따른 연성도

3.5 축방향철근비의 영향

그림 9는 형상비 4.0, 단면지름 200cm, 콘크리트 압축강도 300kgf/cm², 축방향철근 및 횡방향철근 항복강도 3,000kgf/cm², 횡방향철근비 0.00971인 경우의 곡률연성도와 변위연성도 해석결과를 축방향철근비를 변수로 하여 나타낸 것이다. 그림에 나타난 바와 같이, 축력비가 10%인 경우에는 축방향철근비가 증가할수록 곡률연성도와 변위연성도가 감소하는 경향을 나타낸다. 그러나, 축력비가 20% 이상인 경우에는 축방향철근비가 증가할수록 곡률연성도는 감소하지만 변위연성도는 큰 변화가 없거나 다소 증가하는 경향을 나타내는데, 이는 모멘트-곡률 곡선과 하중-변위 곡선의 관계로 설명할 수 있다. 그림 10(a)는 그림 9의 결과 중 축방향철근비가 1%인 단면과 4%인 단면에 축력비 30%에 해당하는 축력이 작용한 경우의 모멘트-곡률 곡선을 나타낸 것으로서, 축방향철근비가 큰 경우 곡률연성이 감소함을 알 수 있다. 그러나, 그림 10(b)에 나타난 기둥길이에 걸친 곡률분포는 축방향철근비가 4%인 경우가 축방향철근비가 1%인 경우보다 곡률분포 곡선이 완만한 형태를 나타내고 있다. 즉, 축방향철근비가 4%인 경우가 축방향철근비 1%인 경우보다 곡률분포 면적이 크기 때문에, 모멘트-곡률 곡선을 적분하여 기둥의 횡방향변위를 계산하는 과정에서 그림 10(c)와 같이 횡방향

변위가 크게 계산된다. 물론, 하중-변위 곡선의 구성시 곡률분포를 2개의 직선으로 이상화하여 공식^(7,13)을 이용한 방법을 적용할 경우에는 일반적으로 곡률연성도와 변위연성도는 동일한 경향을 나타내지만, 이러한 방법은 모멘트-곡률 곡선의 형상을 직접적으로 고려하지 않고 단순화하였기 때문이다. 즉, 철근콘크리트 기둥의 하중-변위 관계는 기둥 단면의 모멘트-곡률 곡선 형상에 따라 그 경향이 달라질 수 있으며, 그림 9에 나타난 것과 같이 축방향철근비의 증가에 따른 변위연성의 증가현상 역시 모멘트-곡률 곡선의 형상의 차이에 따른 것으로 판단된다.

3.6 횡방향철근 항복강도의 영향

그림 11은 단면지름 100cm인 경우의 횡방향철근 항복강도에 따른 연성도의 상관관계를 나타낸 것으로서, 그림 11의 (a)와 (b)를 비교해 보면 횡방향철근 항복강도가 큰 경우에 곡률연성도와 변위연성도가 작게 계산됨을 알 수 있다. 이는 해석 대상 교각의 횡방향철근비를 도로교설계기준(2000)의 소요심부구속철근비에 대한 비율로 결정하였기 때문으로, 횡방향철근 항복강도가 클수록 소요심부구속철근량이 감소하여 실제로 배근되는 횡방향철근량이 작아지기 때문이다.

그러나, 횡방향철근 항복강도 이외의 모든 변수가 동일한 경우에는 그림 12에 나타난 바와 같이 횡방향철근 항복강도가 증가하면 곡률연성도와 변위연성도가 증가하는 경향을 나타낸다. 그림 12는 형상비 4.0, 단면지름 200cm, 콘크리트 압축강도 300kgf/cm², 축방향철근 항복강도 3,000kgf/cm², 횡방향철근비 0.00971로 모든 변수가 같으나 횡방향철근의 항복강도만 다른 경우의 연성도 변화를 나타낸 것이다.

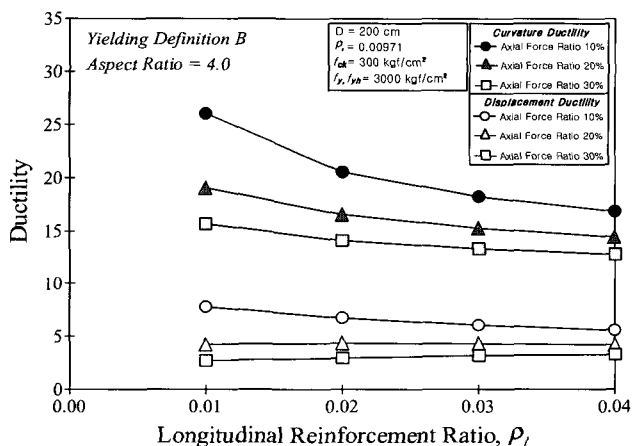


그림 9 축방향철근비에 따른 연성도

4. 곡률연성도와 변위연성도의 상관식

4.1 Priestley 등의 제안식

Priestley 등⁽¹¹⁾은 곡률연성도와 변위연성도의 상관관계를 기둥길이와 등가소성힌지길이를 주요변수로 하여 식 (6)을 제안하였으며, 식 (7)의 등가소성힌지길이를 제안하였다.

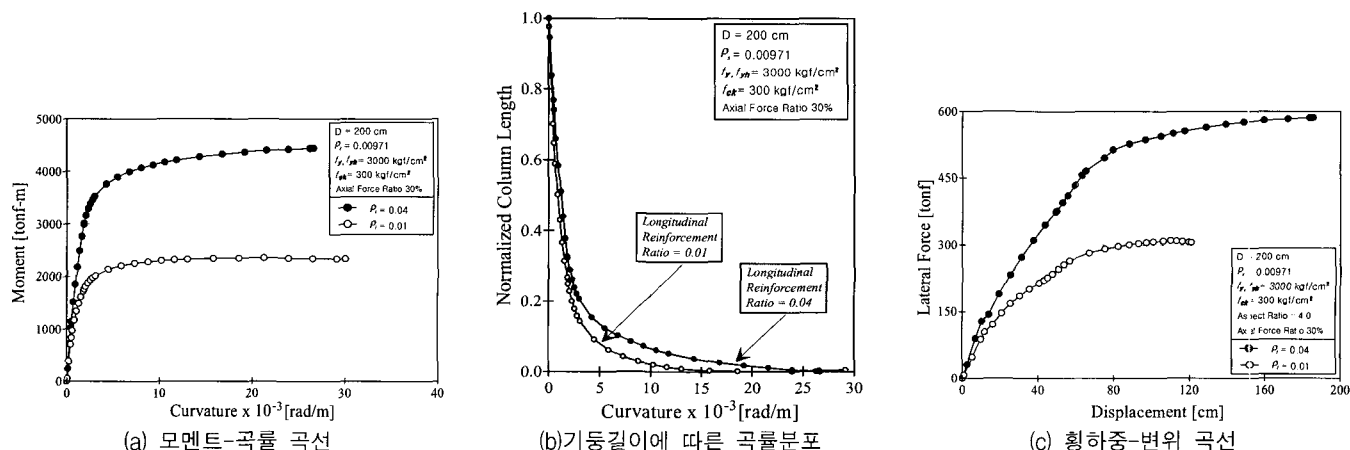
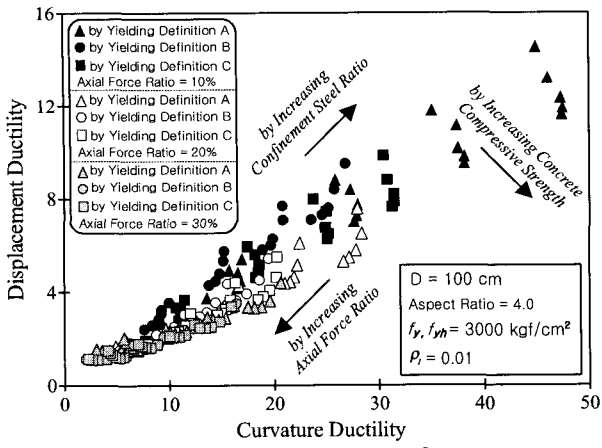
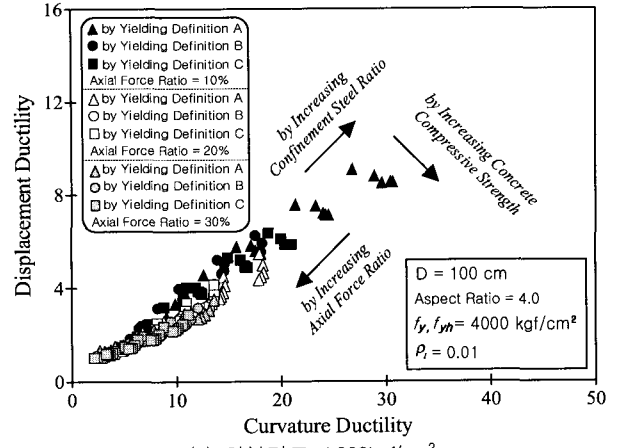


그림 10 축방향철근비에 따른 모멘트-곡률 곡선, 곡률분포 및 횡하중-변위 곡선



(a) 항복강도 3,000kgf/cm²



(b) 항복강도 4,000kgf/cm²

그림 11 횡방향철근 항복강도에 따른 연성도 상관관계

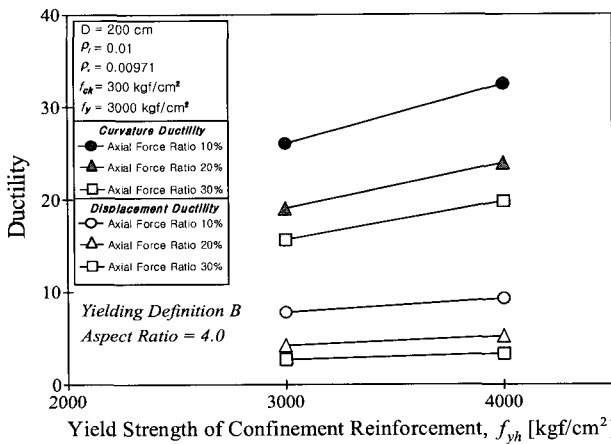


그림 12 동일변수 하의 횡방향철근철근 항복강도에 따른 연성도 상관관계

그림 13은 단면지름 200cm, 축방향철근비 1%, 축방향철근 및 심부구속철근 항복강도 3,000kgf/cm²인 경우에 대해 형상비 3.0과 6.0인 경우의 곡률연성도와 변위연성도의 해석결과와 식 (6)을 적용한 결과를 비교한 것으로서, 식 (6)을 적용한 결과는 동일한 곡률연성도에서 변위연성도를 크게 평가하는 경향을 나타낸다. 즉, Priestley 등의 제안식은 경우

에 따라서는 해석결과를 기준으로 할 때 변위연성도를 과대 평가한다.

$$\mu_d = 1 + 3(\mu_\phi - 1) \frac{l_p}{l} \left(1 - 0.5 \frac{l_p}{l}\right) \quad (6)$$

$$l_p = 0.08l + 0.022f_y d_{bl} \geq 0.044f_y d_{bl} \quad [\text{mm, MPa 단위}] \quad (7)$$

여기서,

l_p : 등가소성힌지의 길이

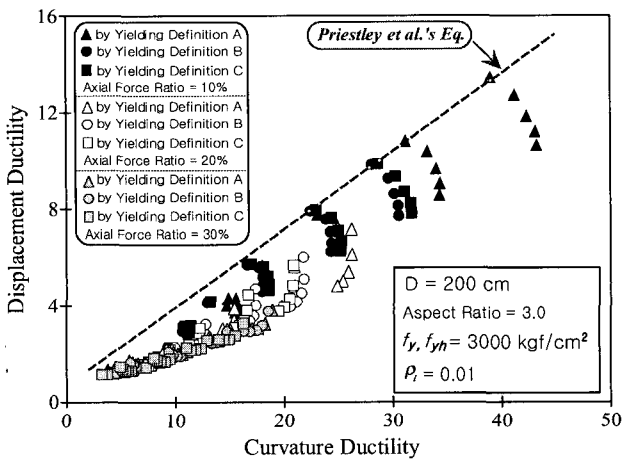
l : 기둥길이(최대모멘트 작용위치와 모멘트가 0인 위치 사이의 길이)

f_y : 축방향철근의 항복강도

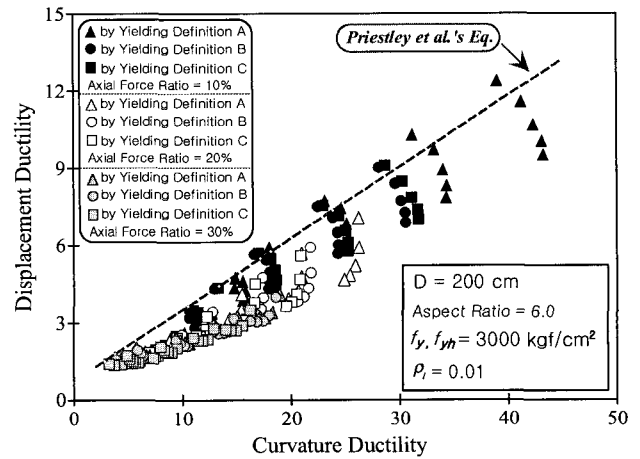
d_{bl} : 축방향철근의 지름

4.2 연성도 상관식의 제안

연성도의 상관관계를 주요변수별로 비교 분석한 결과, 항복상태의 정의, 축방향철근비, 축력비, 횡방향철근 항복강도 등에 따라 곡률연성도와 변위연성도의 정량적인 값은 차이를 나타내지만 전반적인 곡률연성도와 변위연성도의 상관관



(a) 형상비 3.0인 경우



(b) 형상비 6.0인 경우

그림 13 연성도 상관관계 비교(Priestley 등의 제안식과 해석결과)

계는 유사한 경향을 나타내었다. 그러나, 형상비의 변화에 대해서는 형상비가 증가함에 따라 동일한 곡률연성도에서 변위연성도는 무시하지 못할 정도로 감소하는 경향을 나타내었다.

따라서, 곡률연성도를 독립변수로 하고 변위연성도를 종속변수로 하여, 통계분석 프로그램 SPSS 11.0을 사용한 선형 회귀분석(linear regression analysis)을 수행하였다. 회귀분석은 총 7,200개의 기둥 해석결과로 획득한 21,600개의 분석 자료를 대상으로 하였으며, 그 결과로서 회귀방정식(regression equation)으로 식 (8)을 제안한다. 회귀분석결과의 상관계수(correlation coefficient, R)는 0.95 이상으로서 직선적 관련성이 높은 것으로 평가되었으며, 결정계수(coefficient of determination, R²)는 0.9 이상으로서 통계분석에 사용된 데이터의 90% 이상이 표본회귀선에 적합하다고 말할 수 있으므로, 식 (8)의 연성도 상관식은 신뢰성이 높은 것으로 판단된다. 그림 14는 형상비별 회귀표준화잔차(regression standardized residual)의 히스토그램(histogram)을 정규분포곡선(normal distribution curve)과 비교하여 나타낸 것으로서, 회귀표준화잔차의 히스토그램이 정규분포곡선과 비교적 유사하다고 할 수 있으므로 회귀방정식의 예측정도가 높은 것으로 평가된다.

$$\mu_{\Delta} = 0.20 \left(1.1 + \frac{D}{L} \right) \mu_{\phi} + 0.5 \left\{ 0.7 + 0.75 \left(\frac{D}{L} \right) \right\} \quad (8)$$

여기서,

D : 단면지름

L : 기둥길이(최대모멘트 작용위치와 모멘트가 0인 위치 사이의 길이)

4.3 설계용 연성도 상관식의 제안

4.2에서 제안된 식 (8)은 연성도 상관관계의 평균값에 해당하는 식이므로, 기존 교각의 내진성능평가를 위한 연성도 산정에 합리적인 평가결과를 제공할 수 있을 것으로 기대된다. 그러나 철근콘크리트 교각의 내진설계시에는 설계개념

상, 보다 안전측인 설계를 위하여 연성도 상관관계의 하한값을 채택하는 것이 합리적이다. 따라서, 본 연구에서는 회귀방정식에 대한 수정작업(calibration)을 통하여 식 (8)의 계수 0.2 대신 0.13을 사용한 식 (9)를 설계용 연성도 상관식으로 제안한다.

$$\mu_{\Delta} = 0.13 \left(1.1 + \frac{D}{L} \right) \mu_{\phi} + 0.5 \left\{ 0.7 + 0.75 \left(\frac{D}{L} \right) \right\} \quad (9)$$

5. 설계용 연성도 상관관계 제안식의 안전을 분석

5.1 형상비에 따른 설계용 연성도 상관식의 안전성

설계용 연성도 상관식으로 제안된 식 (9)의 안전성을 검토하기 위하여 형상비에 따라 연성도 상관관계를 분석하였다. 연성도의 해석결과와 설계용 연성도 상관식을 비교하여 그림 15에 형상비별로 나타내었으며, 동일한 곡률연성도에 대하여 변위연성도의 해석 값이 설계용 연성도 상관식의 값보다 큰 경우(제안식 이상, 안전측)의 백분율과 작은 경우(제안식 미만, 비안전측)의 백분율을 형상비별로 표 2에 나타내었다. 형상비가 4.0 이상인 경우에는 제안식 미만인 비율이 9% 이하를 나타내고 있으나, 형상비가 2.0인 경우와 3.0인 경우에는 제안식을 사용할 경우 제안식 미만인 비율이 각각 58.4%와 25.0%로 높은 값을 나타내고 있으므로, 형상비가 2.0인 경우와 3.0인 경우에 대한 안전성 분석을 수행하였다.

5.2 형상비 2.0인 경우에 대한 설계용 연성도 상관식의 안전성

그림 16은 형상비가 2.0인 경우를 대상으로, 설계용 연성도 상관식(식 (9))을 사용한 변위연성도($\mu_{\Delta, Prop. Ec.}$)에 대한 변위연성도 해석값($\mu_{\Delta, Analysis}$)의 비율을 나타낸 것이다. 그림 16에 나타난 바와 같이, 곡률연성도가 30 이상인 경우에는 연성도 비율이 1.0을 초과하고 있으나, 곡률연성도가 20~30인 경우에는 연성도 비율이 0.8 이상의 값을 보이며, 곡률연성도가 20 이하인 경우에는 연성도 비율이 0.6 이상의

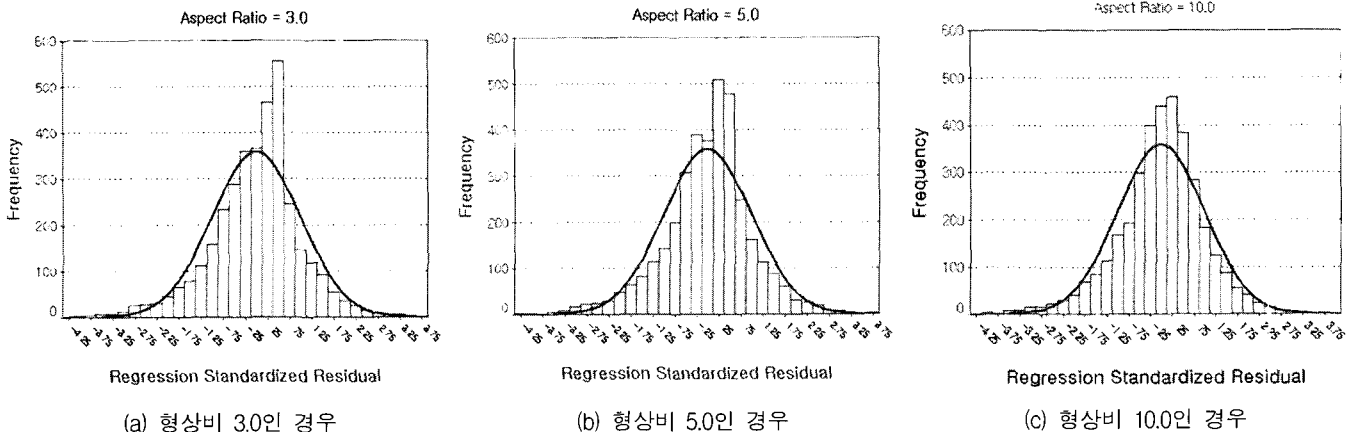


그림 14 표준화된 잔차의 히스토그램(SPSS 11.0 해석결과)

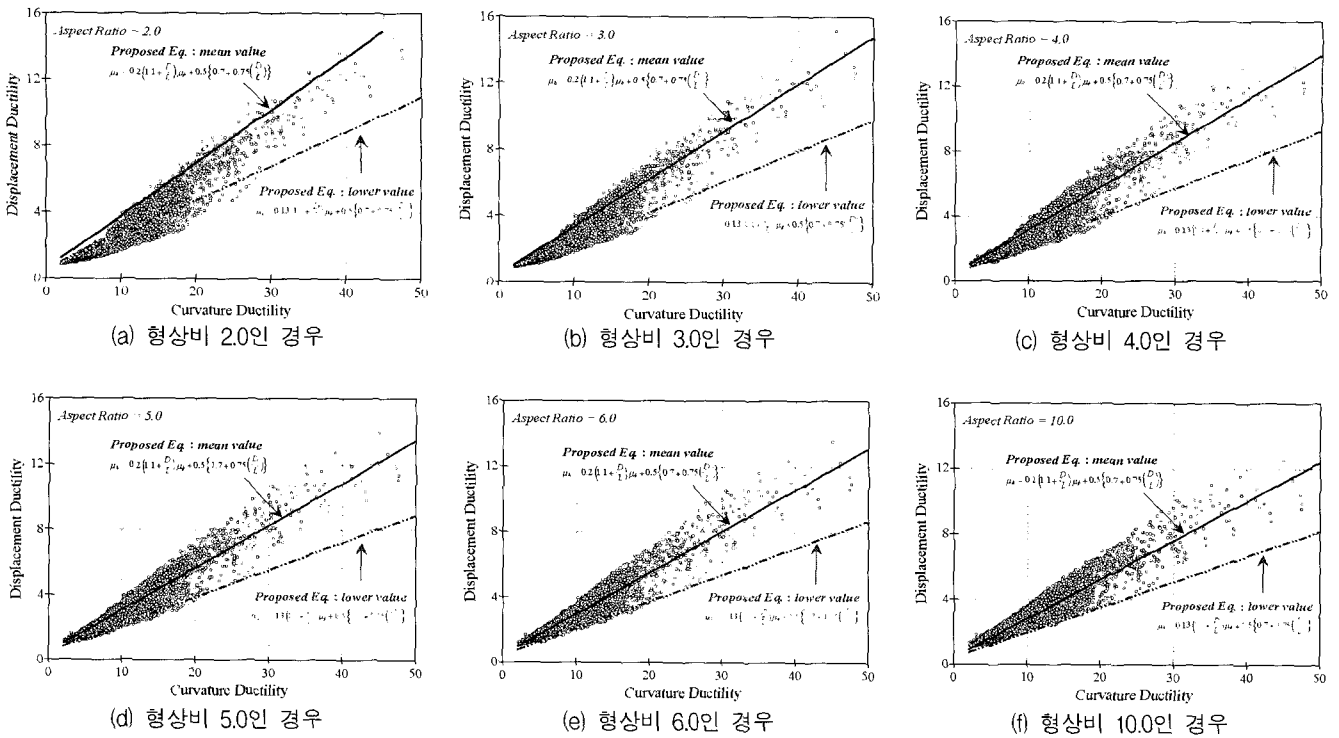


그림 15 설계용 연성도 상관관계 제안식과 해석결과의 비교

표 2 연성도 상관관계 제안식의 안전성 분석결과

구분	형상비					
	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0
제안식 이상(%)	41.6	75.0	91.0	96.7	98.6	99.9
제안식 미만(%)	58.4	25.0	9.0	3.3	1.4	0.1

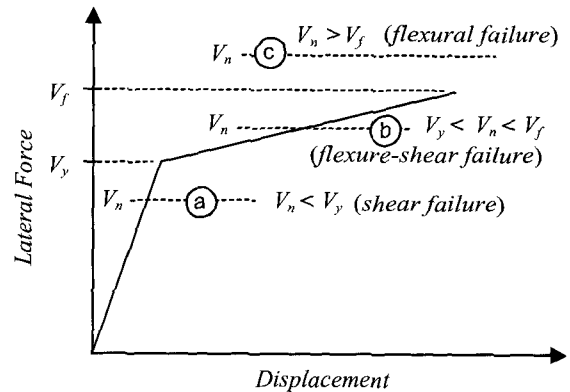


그림 17 철근콘크리트 기둥의 파괴모드

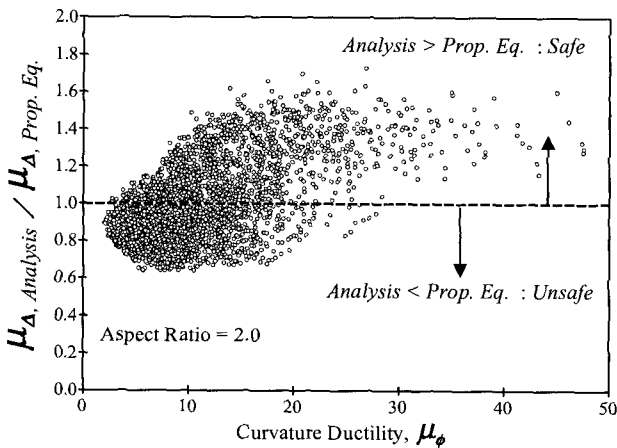


그림 16 형상비 2.0인 경우의 설계용 제안식에 대한 변위연성도 해석값의 비율분포

값을 보이고 있다. 따라서 곡률연성도가 증가할수록 설계용 연성도 상관식은 안전성이 증가하여 곡률연성도가 30 이상인 경우에는 항상 안전측이라고 할 수 있다.

한편, 형상비가 2.0인 기둥은 일반적으로 휨파괴보다는 휨-전단 또는 전단에 의해 파괴가 발생할 가능성이 크다. 그림 17은 철근콘크리트 기둥의 파괴모드를 나타낸 것으로, 그림에서 ㉠와 같이 기둥의 전단강도 V_n 이 항하중 휨강도 V_f 와 항복하중 V_y 보다 더 작을 때에는 전단파괴, ㉡와 같이 V_n

이 V_f 보다 작지만 V_y 보다 클 때에는 휨-전단파괴, ㉢와 같이 V_n 이 V_f 보다 클 때에는 휨파괴가 발생하는 것으로 예측할 수 있다. 표 1의 변수들을 조합한 형상비 2.0의 기둥에 대하여 전단강도를 검토한 결과 축력비가 20% 이상인 경우에는 휨-전단 또는 전단에 의하여 파괴가 발생하여 설계시에 전단력에 대한 검토 및 설계가 이루어 질 것이므로, 본 연구에서 제안한 설계용 연성도 상관식을 적용하여도 큰 무리가 없을 것으로 판단된다. 전단강도를 검토한 결과, 형상비가 2.0이고 축력비가 10%인 경우에는 기둥의 파괴모드가 대부분 휨파괴로 예상되므로 이러한 경우에 대한 추가적인 분석을 수행하였다. 그림 18은 형상비가 2.0이고 축력비가 10%인 경우에 대한 해석결과를 제안식과 비교하여 나타낸 것으로서, 축력비가 10%인 경우에는 본 연구에서 제안한 설계용 연성도 상관식이 형상비가 2.0인 경우에 대해서도 대부분 안전측이라고 할 수 있다.

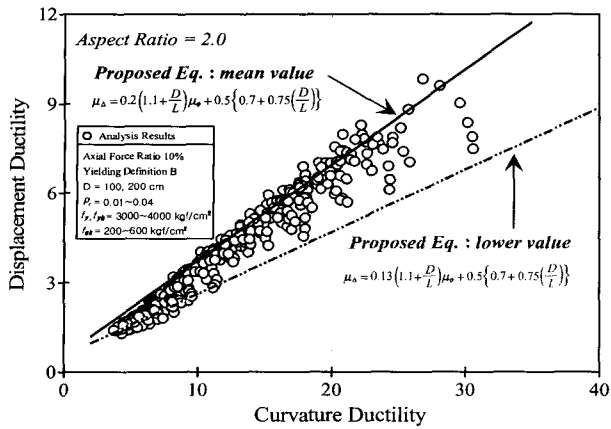
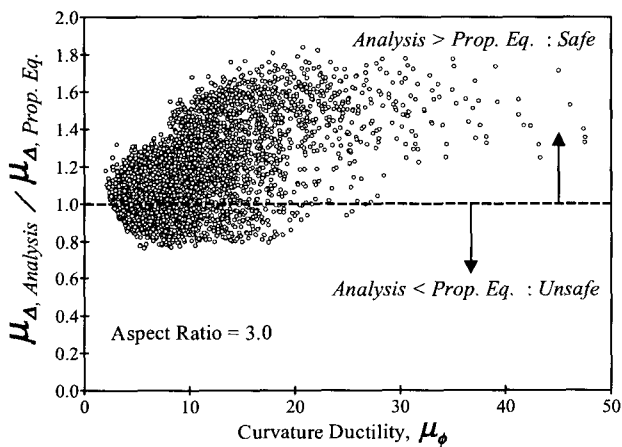


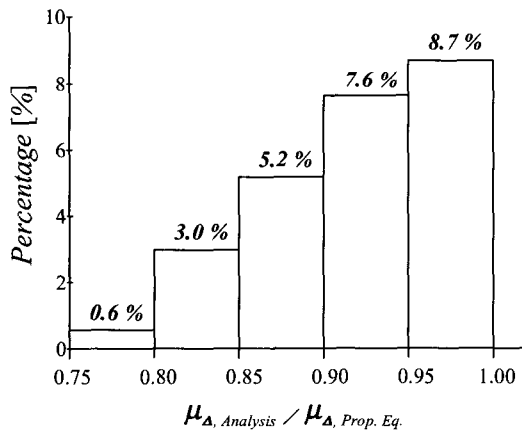
그림 18 설계용 제안식과 해석결과의 비교(형상비 2.0, 축력비 10%)

5.3 형상비 3.0인 경우에 대한 설계용 연성도 상관식의 안전성

그림 19(a)는 형상비가 3.0인 경우를 대상으로, 설계용 연성도 상관식을 사용한 변위연성도 ($\mu_{\Delta, Prop. Eq.}$)에 대한 변위연성도 해석값 ($\mu_{\Delta, Analysis}$)의 비율을 나타낸 것이다. 전체적인 경향은 그림 16에 나타난 형상비 2.0의 경우와 유사하지만, 전체 분석자료 중 약 25%는 연성도의 비율이 0.8~1.0의 범위를 나타내고 있다. 구체적으로는 그림 19(b)에 나타난 바와 같이, 8.7%의 분석자료는 연성도의 비율이 0.95~1.0의 범위, 7.6%의 분석자료는 연성도의 비율이 0.90~0.95의 범



(a) 제안식에 대한 변위연성도 해석값의 비율분포



(b) 연성도 비율 1.0 이하의 분석자료 비율분포

그림 19 형상비 3.0인 경우의 설계용 제안식의 안전성

위, 5.2%의 분석자료는 연성도의 비율이 0.85~0.90의 범위, 3.0%의 분석자료는 연성도의 비율이 0.80~0.85의 범위, 나머지 0.6%의 분석자료는 연성도의 비율이 0.75~0.80의 범위를 보인다. 따라서, 99.4%의 분석자료가 연성도 비율 0.80 이상, 96.4%의 분석자료가 연성도 비율 0.85 이상, 91.2%의 분석자료가 연성도 비율 0.90 이상이므로, 형상비 3.0인 경우에 대해서도 본 연구에서 제안한 설계용 연성도 상관식은 합리적인 설계결과를 제공할 수 있을 것으로 판단된다.

6. 결론

본 연구는 연성도를 고려한 합리적인 철근콘크리트 교각의 내진설계방법을 제안하기 위한 연구의 일환으로, 내진거동에 영향을 미치는 변수들을 조합한 7,200개의 기둥에 대한 21,600개의 해석결과를 비교, 분석하였으며 연구결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 심부구속철근비가 클수록 축력비가 작을수록 곡률연성 및 변위연성은 증가하는 경향을 나타내며, 모든 변수가 동일한 경우, 축방향 철근비가 증가할수록, 심부구속철근의 항복강도가 작을수록, 콘크리트 강도가 증가할수록 곡률연성 및 변위연성은 감소하는 경향을 나타내었다.
- 2) 항복상태의 정의 기준에 따른 연성도 관계의 분석결과, 항복상태의 정의 기준에 따라 연성도의 정량적인 크기는 달라지지만 곡률연성과 변위연성의 전반적인 상관관계는 유사한 경향을 나타내었다. 또한, 단면의 크기에 따른 연성도 상관관계 역시 단면의 크기에 따른 연성도의 정량적인 차이는 있지만 전반적인 상관관계는 유사한 경향을 나타내었다.
- 3) 형상비에 따른 연성도 관계의 분석결과, 동일한 곡률연성도에 대하여 형상비가 증가할수록 변위연성도는 감소하는 경향을 나타내었으며, 이는 기둥의 단면상세가 동일한 경우 형상비가 증가할수록 항복변위와 극한변위가 모두 증가하지만 극한변위의 증가비율보다는 항복변위의 증가비율이 더 크기 때문인 것으로 분석되었다.
- 4) 곡률연성과 변위연성의 상관관계를 Priestley 등의 제안식을 사용한 경우와 비교한 결과, Priestley 등의 제안식은 동일한 곡률연성에서 변위연성을 다소 크게 평가하는 경향을 나타내었다.
- 5) 해석결과의 비교 및 분석을 통하여 교각의 형상비를 주요변수로 한 곡률연성도와 변위연성도의 상관식을 제안하였으며 설계용 연성도 상관식을 제안하였고 안전율을 분석하였다.
- 6) 연성도 상관식은 평균값을 예측하는 식이므로, 기존 교각의 내진성능평가를 위한 연성도 산정에 합리적인 평가결과를 제공할 수 있을 것으로 기대되며, 설계용 연성도 상관식은 상관관계의 하한값을 나타낸 것으로서 안전측이며 합리적인 설계결과를 제공할 수 있을 것으로 기대된다.

감사의 글

본 연구는 지진공학연구센터(KEERC)의 연구비 지원으로 수행되었으며 이에 깊은 감사의 뜻을 전합니다.

단위 환산

1MPa=10.1972kgf/cm²
1kgf/cm²=9.8067MPa

참 고 문 헌

1. 한국도로교통협회, 도로교설계기준, 2000.
2. 손혁수, "심부구속철근 요구량에 따른 철근콘크리트 교각의 내진설계방법에 관한 연구", 박사학위논문, 영남대학교, 2002. 6.
3. 손혁수, 이재훈, "철근콘크리트 교각의 연성도 평가를 위한 비선형해석", 한국지진공학회 논문집, 제7권, 제4호, 2003. 8, pp. 39-49.
4. 이재훈, 김광수, 배성용, "지진하중에 대한 고강도콘크리트 나선철근교각의 한정연성거동", 대한토목학회논문집, 제23권, 3-A호, 2003. 5, pp. 385-395.
5. 이재훈, 배성용, 윤석구, "나선철근교각의 내진성능실험",

대한토목학회논문집, 제21권, 1-A호, 2001. 1, pp. 109-121.

6. Mander, J. B., Priestley M. J. N. and Park R., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 114, No. 8, 1988, pp. 1804-1826.
7. CALTRANS, *Seismic Design Criteria Version 1.1*, California Department of Transportation, Sacramento, 1999.
8. Park, R., "Ductility of Structural Concrete," IABSE Colloquium, Stuttgart, 1991.
9. Park, R. and Paulay T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, New York, USA, 1975.
10. Park, R. and Sampson, R. A., "Ductility of Reinforced Concrete Column Sections in Seismic Design," *ACI Structural Journal*, Vol. 69, No. 9, pp. 543-551.
11. Paulay, T. and Priestley M. J. N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc, New York, 1992.
12. Priestley, M. J. N. and Park, R., "Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns under Seismic Loading," *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No. 1, 1987. pp. 69-76.
13. Priestley M. J. N., Seible F., and Calvi G. M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, Wiley, New York, 1996.