

횡하중을 받는 RC 중공단면 기둥의 초기전단강도

Initial Shear Strength of Hollow Sectional Columns Subjected to Lateral Force

선창호¹⁾ · 김익현²⁾

Sun, Chang-Ho · Kim, Ick-Hyun

국문 요약 >> 교각의 합리적이고 경제적인 내진설계를 위해서는 연성도에 기반한 내진설계가 필요하며 이를 위해서는 신뢰성 있는 전단평가가 필수적이다. RC 기둥의 전단거동은 휨거동과 달리 부재의 단면크기, 형상비, 축력, 연성도 등 다양한 요인에 의하여 영향을 받아 거동이 매우 복잡하다. 따라서, 이들 요인을 고려한 많은 설계식 및 경험식이 제안되고 있으나 부재의 초기전단강도와 연성도에 따른 전단강도 저하를 평가하는데 상당한 차이를 보이고 있다. 본 연구에서는 형상비, 단면의 중공비, 복부면적, 하중패턴을 변수로 하는 실험적 연구를 수행하여 중공단면 기둥의 초기 전단강도 특성을 살펴보았다. 실험결과는 기존의 다양한 전단평가식과 비교검토하여 특성을 분석하였으며, 역학적 특성과 실험결과에 기초하여 보다 합리적인 초기 전단평가식을 제안하고 타당성을 검토하였다.

주요어 초기전단강도, 중공단면, RC기둥, 형상비

ABSTRACT >> Ductility-based seismic design is strongly required for the rational and cost-effective design of RC piers, and a reliable evaluation of shear strength is indispensable for its success. Unlike the flexural behavior of RC columns, shear behavior is highly complex, due to its many effects such as size, aspect ratio, axial force, ductility and so on. To address this, many design and empirical equations have been proposed considering these effects. However, these equations show significant differences in their evaluation of the initial shear strength, and the reduction in strength with the increase of ductility. In this study, the characteristics of initial shear strength of hollow sectional columns were investigated using experiments with the parameters of aspect ratios, void ratios, web area ratios and load patterns. The test results were analyzed through a comparison with the values predicted by empirical equations. On the basis of the mechanical characteristics and test results, a new empirical equation was proposed, and its validity was assessed.

Key words initial shear strength, hollow section, RC column, aspect ratio

1. 서론

교량 건설에 있어 중공단면 교각은 중실단면 교각에 비하여 중량이 작아 하부구조물에 대한 부담이 작고, 지진 발생 시 작은 관성력이 유발되어 상대적으로 지진에 유리하다. 또한 단면2차모멘트가 커서 중실단면에 비하여 단면을 효율적으로 사용할 수 있어 최근 들어 건설이 계속 증가하고 있는 추세이다. 지진하중에 대한 교각의 기본적인 내진설계개

념은 전단파괴와 같은 급작스런 취성파괴를 방지하고, 교각이 충분한 연성을 발휘하여 지진에너지를 흡수하도록 하는 것이다. 우리나라 도로교설계기준⁽¹⁾의 경우는 교각의 설계지진력 산정 시 휨모멘트에 대해서는 탄성지진력을 응답수정계수(R)로 나누어 사용하고, 전단력에 대해서는 탄성지진력을 그대로 사용함으로써 전단에 의한 취성적인 파괴를 방지하고 있다. 그러나 이러한 현행 설계개념은 지나치게 보수적이어서 보다 합리적이고 경제적인 설계를 위해서 연성도에 기반한 내진설계가 요구되고 있다.⁽²⁻⁴⁾ 연성도에 기반한 내진설계를 수행하기 위해서는 목표연성도를 확보하기 위한 적절한 수준의 횡구속이 산정되어야 하고 또한, 그 이전에 전단파괴가 발생하지 않도록 신뢰성 있는 전단평가가 함께 수행되어야 한다.

¹⁾ 정희원·울산대학교 건설환경공학부, 공학박사
(대표저자: sunch@mail.ulsan.ac.kr)

²⁾ 정희원·울산대학교 건설환경공학부 교수(교신저자)

본 논문에 대한 토의를 2009년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2008. 10. 27 / 수정일 1차 : 2009. 1. 23, 2차 : 2009. 3. 6 / 게재확정일 : 2009. 3. 6)

RC 기둥의 전단거동은 휨거동과 달리 부재의 단면형상 및 단면크기(Size Effect), 형상비(a/d), 지지조건, 주철근비(ρ), 축력(P), 연성도(μ) 등 다양한 요인에 의하여 영향을 받기 때문에 거동이 매우 복잡하다. 따라서 많은 실험적 연구가 수행되었으며 이에 기초하여 다양한 변수를 포함하는 설계식[CALTRANS⁽⁵⁾, Eurocode8⁽⁶⁾, FEMA273⁽⁷⁾, 일본도로교시방서⁽⁸⁾]과 경험식[Ang et al.(1989)⁽⁹⁾, Wong et al.(1993)⁽¹⁰⁾, Aschheim et al.(1992)⁽¹¹⁾, Xiao and Martirosyan(1998)⁽¹²⁾, Prestley et al.(1994)⁽¹³⁾, Mervyn et al.(2004)⁽¹⁴⁾, Sezen and Moehle(2004)⁽¹⁵⁾, Maekawa and An(2000)⁽¹⁶⁾]이 제안되고 있다. Ang et al.(1989)⁽⁹⁾ 과 Wong et al.(1993)은 원형단면의 캔틸레버 기둥의 실험을 수행하여 형상비와 축력을 고려하고 연성도에 따라 강도가 감소하는 콘크리트의 전단강도식을 제안하였다. Prestley et al.(1994)⁽¹³⁾는 기존의 많은 실험결과를 분석하여 축력에 의한 전단저항강도를 분리한 식을 제안하였으며 콘크리트의 전단강도는 Ang과 Wong식을 간략화하여 연성도에 따른 전단강도 저하만을 고려하는 간략식을 제안하였다. 그리고 2000년에는 형상비와 주철근비를 고려한 콘크리트 전단저항강도를 수정·제안하였다. Xiao and Martirosyan(1998)⁽¹²⁾는 Prestley et al.(1994)⁽¹³⁾가 제안한 식에서 연성도에 따른 전단강도감소계수(k)를 다르게 적용하였다. Aschheim et al.(1992)⁽¹¹⁾는 콘크리트의 전단강도에 축력의 영향이 포함되어 있으며 연성도 4이상에서는 콘크리트 전단저항이 없는 것으로 평가하였다. Sezen and Moehle(2004)⁽¹⁵⁾는 횡구속이 거의 없는 교각의 모델로부터 주인장응력에 의하여 초기균열이 발생하는 강도를 산정하고 이를 부재의 형상비로 보정하는 콘크리트 전단강도식을 제안하였고 횡구속이 거의 없는 기존의 실험결과로부터 연성도에 따른 강도감소계수를 도입하였다. Maekawa and An(2000)⁽¹⁶⁾은 주철근 항복후 연성도에 따른 전단파괴를 해석을 통하여 분석하여 연성도에 따른 콘크리트 전단강도식을 제안하였다. 제안식은 모두 연성도에 따른 전단강도감소를 고려하고 있으며 Maekawa and An(2000)⁽¹⁶⁾과 Aschheim et al.(1992)⁽¹¹⁾는 연성도 1에서 전단강도가 감소되는 것으로 보고 있으며 그 외의 식은 연성도 2에서 감소되는 것으로 보고 있다. 콘크리트의 전단강도에 대한 이들 경험식을 살펴보면 축력의 고려방법, 연성도에 따른 강도저하를 조금씩 다르게 제안하고 있다. 비록 이들 경험식 대부분은 전단에 저항하는 단면의 유효면적(A_c)을 전단면(A_g)의 80%로 고려하고 있으나 다른 설계식 또는 경험식에서는 복부면적($b_w d$)을 유효면적으로 고려하고 있어 차이를 보이고 있다.^{(6-8),(16)} 일본에서는 단면의 유효깊이(d)에 따른 크기 효과와 주철근에 의한 다웰(Dowel)작용을 고려한 콘크리트

의 전단강도 설계식을 사용하고 있다.⁽⁸⁾ 한편 국내에서는 교각의 휨성능에 대해서는 많은 연구가 수행되었으나 전단성능에 대해서는 연구가 거의 수행되지 않았다. 김병석 등⁽¹⁷⁾은 중실원형단면 교각의 실험을 통해서 형상비 2.5내외의 교각에서는 약간의 형상비 변화에도 교각의 전단 또는 휨 거동 여부가 민감하게 영향을 받는 것으로 보고한 바 있다. 이재훈 등⁽²¹⁾은 원형교각의 전단강도를 전단철근, 콘크리트, 축력의 기여분으로 나누어 계산하는 식을 제안하였으며 콘크리트가 부담하는 전단강도는 Prestley et al.(1994)가 제안한 식을 수정하여 연성도에 따른 전단강도감소계수(k)를 다르게 적용하였다. 그리고 신뢰도기반 도로교 내진설계기준안의 전단성능모델은 이재훈 등⁽²¹⁾이 제안한 모델과 콘크리트가 부담하는 전단강도는 동일하며 전단철근과 축력의 기여분을 다르게 적용하고 있다.⁽²²⁾

이러한 기존의 전단강도 평가식을 비교·검토하면 기둥의 항복 이전 또는 항복 직후의 초기전단강도와 기둥의 연성도에 따른 전단강도 저하에 상당한 차이를 보이고 있다. 특히 기둥의 초기 전단강도가 달라지면 연성도에 따른 전단강도 저하율을 신뢰성 있게 평가하기 힘들어진다. 이에 본 연구에서는 횡하중을 받는 중공단면 기둥의 초기 전단거동 특성을 살펴보기 위하여 형상비, 단면의 중공비 및 복부(Web)면적, 재하하중이 다른 시험체(총 7기)를 제작하여 실험적 연구를 수행하였다. 전단철근과 축력에 의한 전단강도의 영향을 배제하고 콘크리트만의 전단강도 특성을 살펴보기 위하여 시험체에 횡철근은 배근하지 않았으며 축력도 재하하지 않았다. 실험결과는 기존의 다양한 전단평가식과 비교·검토하여 특성을 분석하였으며 역학적 특성과 실험결과에 기초하여 보다 합리적인 초기 전단평가식을 제안하고 타당성을 검토하였다.

2. 전단거동 특성실험

2.1 시험체의 구성 및 특성

횡하중을 받는 중공단면 기둥의 콘크리트 전단강도 특성을 살펴보기 위하여 축소모델을 제작하여 실험을 수행하였다. 다양한 인자가 콘크리트 전단강도에 영향을 주지만 본 연구에서는 형상비(a/d)를 설계 주요변수로 선정하였고, 이에 추가하여 중공비, 복부면적 비율, 하중패턴을 부차적인 변수로 선정하여 시험체를 설계하였다. 시험체의 단면은 실제교각에서 많이 사용되는 중공비를 참조하여 중공비 40%를 기본모델로 하여 형상비가 각각 1.5, 2.0, 2.5, 3.0인 기본 시험체 4기를 설계하였으며, 이에 추가하여 콘크리트 면적은 동일하지만 복부면적의 비율이 다른 시험체 1기, 양방

향 반복하중(Cyclic Load)을 재하하는 시험체 1기, 중공비가 60%인 시험체 1기 등 총 7기의 시험체를 설계제작하였다. Priestley et al.(1994)⁽¹³⁾는 기둥의 전단강도를 콘크리트의 전단강도, 축력에 의한 전단강도 및 횡철근(전단철근)의 전단강도 기여분으로 나누어 산정한 바 있다. 본 연구에서

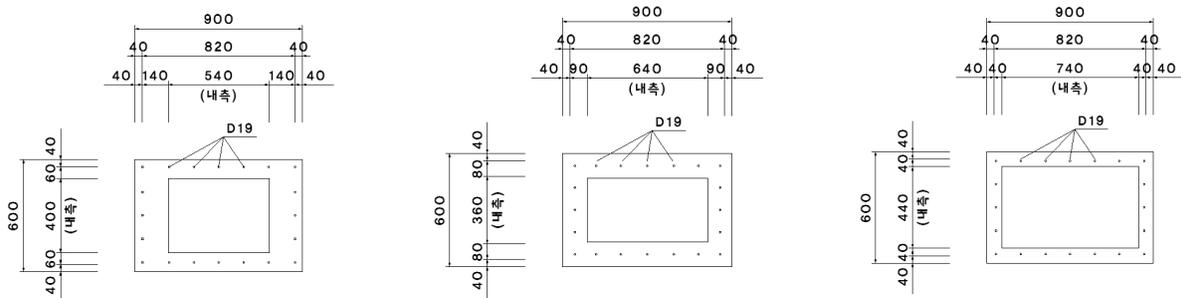
는 축력과 횡철근의 전단강도 기여분을 배제하고, 콘크리트에 의한 전단강도만을 산정하기 위하여 시험체에 횡철근을 배근하지 않고 축력도 재하하지 않았다.

시험체의 단면특성은 표 1과 같고, 그림 1은 시험체의 제원을 나타낸다.

〈표 1〉 시험체 단면특성 및 설계변수

(단위:mm)

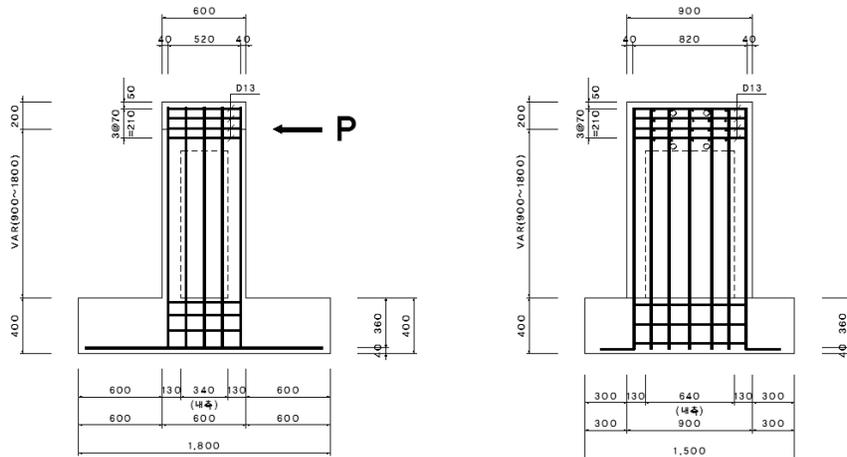
구분	H40A1.5	H40A2.0	H40A2.5	H40A3.0	H60A1.5	H40A1.5WF1.8	H40A2.0C
단면치수	900×600						
내부치수	640×340				740×440	540×400	640×340
중공비	40%				60%	40%	
기둥높이	900	1200	1500	1800	900	900	1200
플랜지폭	130				80	100	130
복부폭	130				80	180	130
단면적	322,400				214,400	324,000	322,400
복부면적비	48.39%				44.78%	66.67%	48.39%
형상비	1.5	2.0	2.5	3.0	1.5	1.5	2.0
하중패턴	단조증가 하중						반복하중
재료특성	콘크리트; 24.6MPa, 종방향철근; 340MPa						
주철근비	0.018				0.027	0.018	0.018
설계변수	형상비				중공비	복부면적	하중패턴
모델명 특성	H:중공비, A:형상비, WF:웹플랜지비, C:반복하중						



(a) H40A1.5WF1.8

(b) H40A(1.5~3.0)

(c) H60A1.5

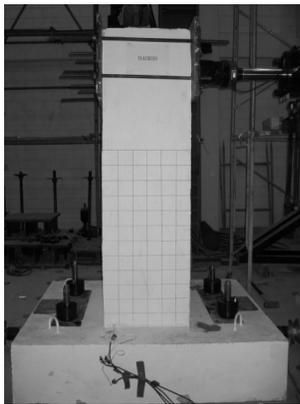


(d) 시험체 형상

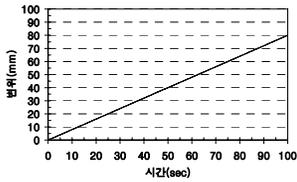
〈그림 1〉 시험체의 제원특성(단위; mm)

2.2 하중재하

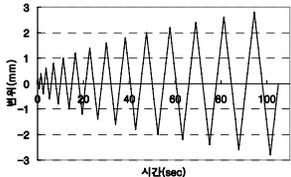
본 연구에서는 축력에 의한 전단강도 기여분을 배제하기 위하여 축력은 재하하지 않고 수평력만 재하하였다. 수평력은 사진 1에서와 같이 스트로크(Stroke)가 $\pm 300\text{mm}$ 이고 용량이 500kN인 가력기(Hydraulic Actuator)를 이용하여 수평변위 제어로 재하하였다. 재하하중의 기본 패턴은 그림 2와 같이 단조증가하중으로 하였으며, 이 때 변위증폭은 0.2mm로 하였다. 한편, 시험체가 양방향 반복하중을 받는



〈사진 1〉 시험체의 설치



〈그림 2〉 단조증가하중 재하패턴



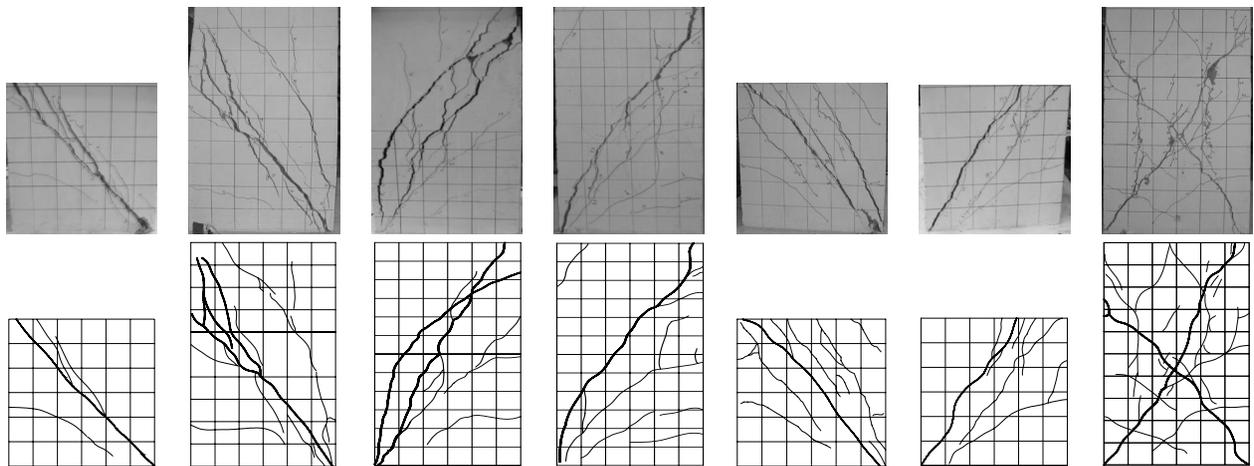
〈그림 3〉 반복하중 재하패턴

경우 전단강도의 특성을 살펴보기 위하여 하나의 시험체 (H40A2.0C)에 대해서는 그림 3과 같이 반복하중을 재하하였다. 이 때 변위증폭은 한 사이클(Cycle)당 0.2mm로 하였고 반복회수는 1회로 하였다.

3. 실험결과 및 분석

3.1 손상 및 파괴모드

사진 2는 시험체의 파괴 형상이다. 모든 시험체에서 전형적인 휨파괴에서 나타나는 콘크리트 박리, 주철근의 좌굴과 같은 현상은 발생하지 않았고, 초기 경사균열 발생 후 균열의 폭이 확대되면서 큰 경사균열에 의한 전단파괴가 발생하였다. 모든 시험체가 그림 5에서와 같이 드리프트 비(Drift Ratio) 5% 전후에서 초기 경사균열이 발생하였으며 H40A2.5의 경우는 수직균열이 먼저 발생하였으나 바로 경사균열이 진행되었다. ASCE/ACI Committee 426(1973)⁽¹⁸⁾에서는 전단철근이 없는 보의 전단거동을 규명한바 있는데 형상비 (a/d)가 1에서 2.5사이에서는 아치(Arch)거동을 보이며 내력의 재분배후 경사균열이 확대되는 것으로 보고하고 있다. 그리고 최종적으로 전단인장파괴(부착파괴, Splitting 균열),

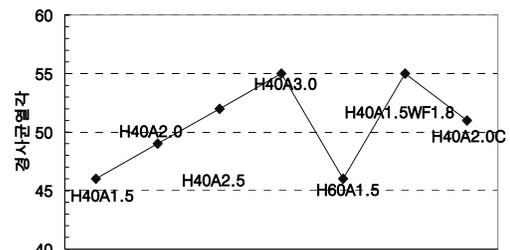


(a) H40A1.5 (b) H40A2.0 (c) H40A2.5 (d) H40A3.0 (e) H60A1.5 (f) H40A1.5 WF1.8 (g) H40A2.0C

〈사진 2〉 시험체 파괴형상

〈표 2〉 시험체별 경사균열각

시험체	경사균열각(°)
H40A1.5	46
H40A2.0	49
H40A2.5	53
H40A3.0	55
H60A1.5	46
H40A1.5WF1.8	55
H40A2.0C	51



〈그림 4〉 시험체별 경사균열각

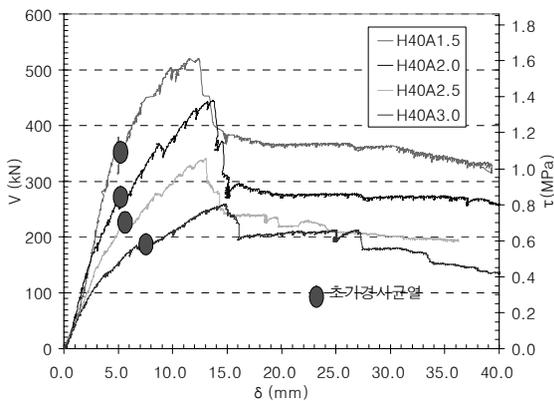
전단압축파괴 또는 다웰(Dowel)파괴 형태를 나타내는 것으로 보고하고 있다. 본 연구의 시험체 모두 하중이 증가함에 따라 경사균열이 확대되어 내하력 저하가 발생하였으며 형상비가 2.0이하에서는 기둥과 기초의 접합부에서 전단압축 파괴형상을 보였으며 H40A2.0, H40A2.5, H40A3.0에서는 가력부 위치에서의 전단인장파괴(부착파괴, Splitting 균열)도 관찰되었다.

각 시험체에 대한 주요 경사균열각을 그림 4와 표 2에 나타내었다. 중공비가 다르고 형상비가 1.5인 시험체(H40A1.5, H60A1.5)는 경사균열각이 약 46°로 매우 비슷하게 나타났

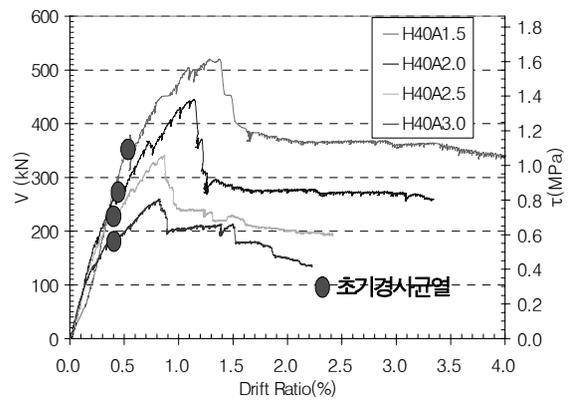
으며 같은 형상비의 웹면적이 큰 시험체(H40A1.5WF1.8)의 경사균열각이 약 55°로 약간 크게 발생하였다. 그림 4를 보면 형상비가 클수록 경사균열각이 크게 발생하는 경향이 있으며 반복하중을 받는 시험체가 단조하중을 받는 시험체보다 경사균열각이 약간 크게 발생하였다.

3.2 결과 및 분석

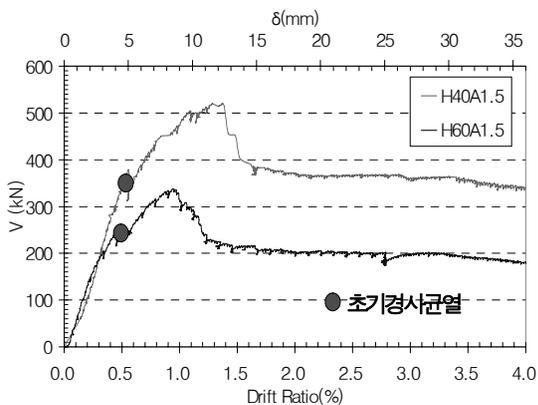
시험체의 하중-변위이력곡선을 그림 5에 나타내었으며 이들 강도특성을 표 3에 나타내었다. 그림 5에서와 같이 모



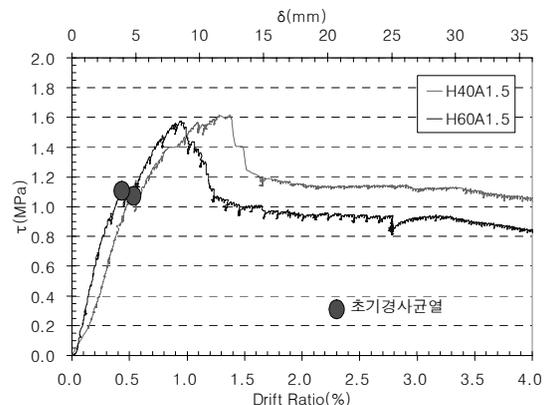
(a) 형상비에 따른 하중-변위이력곡선



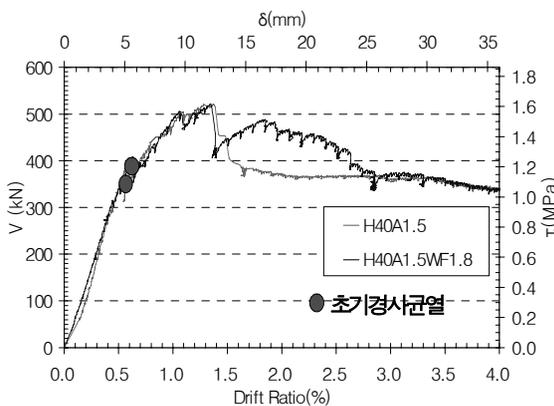
(b) 형상비에 따른 하중-드리프트비



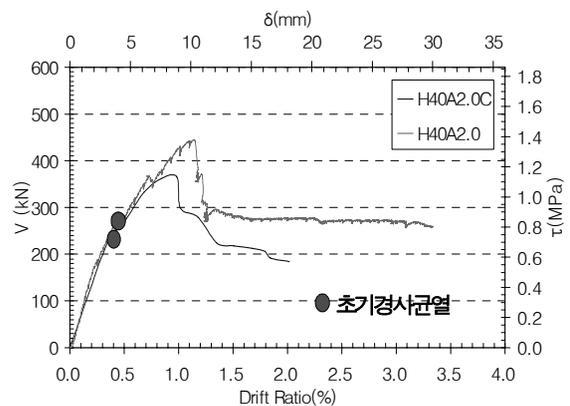
(c) 중공비에 따른 하중-변위이력곡선



(d) 중공비에 따른 전단응력-드리프트비



(e) 웹-플랜지비에 따른 하중-드리프트비



(f) 하중패턴에 따른 하중-드리프트비

〈그림 5〉 시험체별 이력곡선

든 시험체에서 초기에 발생한 경사균열이 재하하중이 증가함에 따라 확대되면서 내하력이 저하되는 것으로 나타났다. 시험체의 파괴모드를 살펴보기 위하여 파이버(Fiber) 모델을 사용한 해석을 수행하여 종방향 철근이 항복을 시작하는 초기항복강도와 기둥의 휨강도를 산정하여 실험의 최대내하력과 비를 산정하였다. 기둥의 휨강도에 대한 최대내하력의 비(표 3의 ③/①)를 보면 모두 1.0을 넘지 않아 휨파괴 발생 전에 전단파괴가 발생함을 알 수 있다. 초기항복강도에 대한 최대내하력의 비(표 3의 ③/②)를 보면 모델 H60A1.5는 0.71로 종방향 철근의 항복 이전에 전단파괴가 발생하였으며 다른 시험체에서는 비가 1.0을 조금 넘어 초기항복 직후에 전단파괴에 이르는 휨-전단파괴모드임을 알 수 있다.

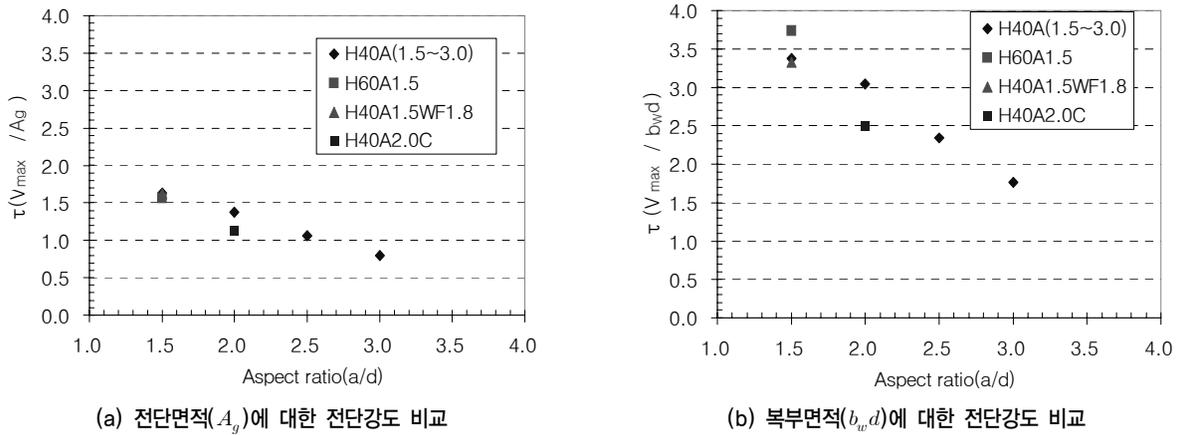
그림 5(a)는 중공비 40%에 형상비가 각각 1.5, 2.0, 2.5, 3.0인 4기의 실험결과를 비교한 것으로 형상비가 커질수록 최대내하력(V)은 감소한다. 그림 5(b)는 변위를 드리프트비(Drift Ratio)로 정규화한 것으로 모든 시험체에서 유사한 초기강성을 나타내며, 드리프트 비가 0.5% 근처에서 경사균열이 발생하였다. 그리고 형상비가 커질수록 초기 경사균열과 최대내하력에 이르는 드리프트비가 다소 작아짐을 알 수 있다. 이는 동일한 단면을 갖는 기둥에서 형상비가 커지면 외부 하중에 대하여 기둥의 단면에 발생하는 휨모멘트가 커지고 이로 인하여 단면의 중립축이 상승하여 전단에 저항하는 콘크리트의 유효단면적이 감소하기 때문이다. 그림 5(c)는 같은 형상비($a/d=1.5$)에 중공비가 각각 40%와 60%

인 2기의 시험체를 비교한 그림으로 중공비가 작을수록 전단에 저항하는 콘크리트면적이 커져 내하력이 크다. 그림 5(d)는 콘크리트의 전단면적(A_g)을 사용한 전단응력(전단강도)-드리프트의 비의 이력곡선으로, 중공비가 다르더라도 전단강도는 약 1.63(MPa)과 1.62(MPa)로 매우 유사하게 나타났다. 따라서 콘크리트의 전단저항력은 단면적에 비례함을 알 수 있다. 그림 5(e)는 콘크리트 단면적은 동일하지만 복부면적이 서로 다른 두 모델의 이력곡선이다. 두 모델에서 최대내하력은 거의 같아서 단면의 전단강도 산정 시 콘크리트 전체 단면적(A_g) 또는 이에 대한 일정 비율을 나타내는 유효면적(A_e)을 사용하는 것이 복부면적($b_w d$)을 사용하는 것 보다 합리적임을 알 수 있다. 그림 6(a), (b)는 시험체의 최대내하력을 시험체의 콘크리트 전단면적(A_g)과 복부면적($b_w d$)으로 나눈 것을 비교한 것으로 전단면적을 사용하는 경우가 복부면적을 사용한 경우 보다 결과에 대한 분산도가 작아 이를 뒷받침하고 있다. 그림 5(f)는 동일한 시험체에 하중패턴이 다른 경우이다. 반복하중을 재하하는 경우(모델 H40A2.0C) 단조증가 하중(모델 H40A2.0)에 비해 좀 더 작은 수평변위(드리프트 비)에서 파괴가 발생하였으며 최대내하력도 단조증가 하중 모델의 약 83% 수준으로 감소하였다. 이는 양방향 반복하중에 의한 휨균열이 시험체 양측면에서 발생하여 전단에 저항하는 유효면적이 보다 많이 감소하기 때문이다. 실제 지진시에서도 기둥에 양방향 반복하중이 작용하게 되므로 단면의 전단강도 평가 시 주의가 필요할 것으로 판단된다.

〈표 3〉 시험체별 강도특성

구분	H40A1.5	H40A2.0	H40A2.5	H40A3.0	H60A1.5	H40A1.5WF1.8	H40A2.0C
휨강도(해석값-kN)①	620	464	371	310	619	616	471
초기항복강도(해석값-kN)②	471	338	268	224	474	463	338
최대내하력(V_{max} -kN)③	525	445	341	259	337	522	368
최대내하력 / A_g (MPa)	1.63④	1.38⑤	1.06⑥	0.80⑦	1.57⑧	1.62⑨	1.14⑩
최대내하력 / $b_w d$ (MPa)	3.37	3.05	2.34	1.78	3.76	3.33	2.53
최대내하력 / $A_e^{(?)}$ (MPa)	2.02	1.73	1.32	1.00	1.96	2.02	1.43
③ / ①	0.84	0.96	0.92	0.84	0.54	0.85	0.78
③ / ②	1.10	1.32	1.27	1.16	0.71	1.13	1.09
형상비에 따른 전단강도비 (④,⑤,⑥,⑦ / ④)	1.00	0.85	0.65	0.49	-	-	-
중공비에 따른 전단강도비 (④,⑧ / ④)	1.00	-	-	-	0.96	-	-
하중패턴에 따른 전단강도비 (⑤,⑩ / ⑤)	-	1.00	-	-	-	-	0.83
복부면적에 따른 전단강도비 (④,⑨ / ④)	1.00	-	-	-	-	0.99	-
파괴모드	휨-전단	휨-전단	휨-전단	휨-전단	전단	휨-전단	휨-전단

(주) A_e ; 유효단면적으로 0.8 A_g



〈그림 6〉 전단강도(τ) 비교

4. 전단평가식과 실험결과의 비교·평가

4.1 전단평가식

횡하중을 받는 기둥의 전단강도 평가에 대해서는 많은 평가식들이 제안되고 있다. 본 연구에서는 이들 중 주요 평가식과 실험결과를 비교·검토하였다. 표 4의 식 (1)~식 (8)에서 UCSD, USC, UCB, Sezen, UCSD-MO, An은 각각 Prestley et al.(1994)⁽¹³⁾, Xiao and Martirosyan(1998)⁽¹²⁾, Aschheim et al.(1992)⁽¹¹⁾, Sezen and Moehle(2004)⁽¹⁵⁾, Mervyn et al.(2000)⁽¹⁴⁾, Maekawa and An(2000)⁽¹⁶⁾의 제안식이며 ACI 318(1996)과 CALTRANS(1995)⁽⁵⁾은 설계식이다. 이재훈 등⁽²¹⁾과 신뢰도기반 도로교 내진설계기준안⁽²²⁾의 전단 성능모델은 콘크리트가 부담하는 전단강도식이 동일하며 연성도 2이하에서의 초기전단강도는 UCSD와 동일하기 때문에 전단평가식 비교에서는 생략하였다. 이들 평가식의 주요특성을 비교하면 표 4와 같다.

식 (1)~식 (9)에서 ACI 318을 제외하고는 모두 연성도에 따른 전단강도감소를 고려하고 있다. 그리고 Sezen, UCSD-MO, An 및 ACI 318은 형상비에 대한 전단강도감소를 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)에서 직접적으로 고려하고 있으나 UCSD, USC, UCB, 이재훈 등의 제안식은 축력의 기여분(V_p)에서 간접적으로 고려하고 있다. UCSD와 USC는 초기 전단강도는 같으나 연성도에 따른 감소계수를 다르게 적용하고 있다. UCB와 Sezen은 콘크리트 전단저항력에 축력을 고려하고 있으며 UCSD-MO와 ACI 318은 주철근의 다웰(Dowel) 작용을 고려하여 주철근비를 고려하고 있다. An은 JSCE(일본토목학회)의 전단모델을 기본으로 하기 때문에 크기효과를 고려하고 있다. 전단저항면적은 An과 ACI 318에서는 복부면적($b_w d$)을 고려하고 있고 그 외의 식은 전단면적(A_g)의 80%을 유효면적(A_c)으로 하여 고려하

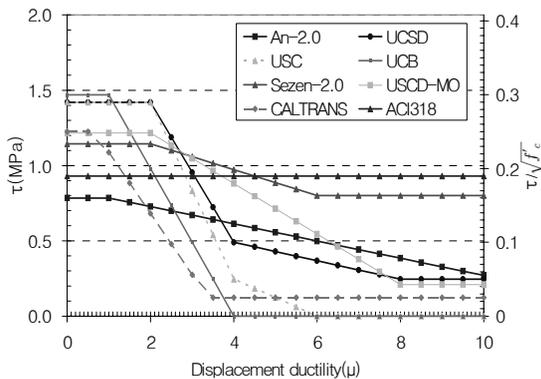
고 있다. UCSD, USC, UCB, Sezen, UCSD-MO은 하중패턴이 반복하중에 근거한 제안식으로 콘크리트의 저항면적을 전단면적(A_g)이 아니라 반복하중에 의한 저항면적이 감소된 영향을 유효면적(A_c)으로 고려하고 있는 것으로 판단된다.

그림 7은 형상비(a/d)를 2.0으로 하여 연성도 및 형상비에 따라 전단평가식을 비교한 그림으로 상당한 차이를 보이고 있다. 콘크리트만의 전단강도를 비교하기 위해서 주철근비는 시험체의 주철근비(0.018)를 사용하였으며 횡철근 및 축력의 영향을 배제하기 위해 횡철근의 비와 축력은 고려하지 않았다. 그림 7(a)은 연성도에 따라 비교한 그림으로, ACI 318은 우리나라 도로교설계기준⁽¹⁾의 정밀전단식과 동일한 것으로 초기전단강도는 안전측으로 산정되지만 연성도가 큰 경우에는 오히려 과대평가하고 있다. ACI 318을 제외하고 UCB, An는 1.0, 나머지는 2.0에서 콘크리트 전단강도가 감소한다. 그리고 CALTRANS는 횡철근이 없는 경우는 연성도 0.5에서 콘크리트 전단강도가 감소하게 되지만 일반적으로 전단철근이 배근되는 경우는 전단철근량에 따라 콘크리트 전단강도가 감소하는 변위연성도가 달라지게 된다. UCB모델은 연성도 4이상에서는 콘크리트 전단저항력을 0으로 보고 있기 때문에 연성도에 따른 강도감소계수의 기울기가 가장 급하며 An과 Sezen모델이 가장 완만하다. 연성도가 증가할수록 콘크리트 전단저항력이 감소하는 이유는 골재의 맞물림 효과가 감소하기 때문이다. 그림 7(b)는 형상비에 따라 비교한 것으로 An과 UCSD-MO는 형상비가 2.0이상에서는 형상비에 따른 전단강도 감소를 고려하고 있지 않다. ACI 318은 형상비에 대해 고려하고 있으나 그 영향이 아주 작다. Sezen모델은 형상비 3.0이상에서는 가장 보수적으로 평가하고 있으며 전단강도가 형상비에 반비례한다.

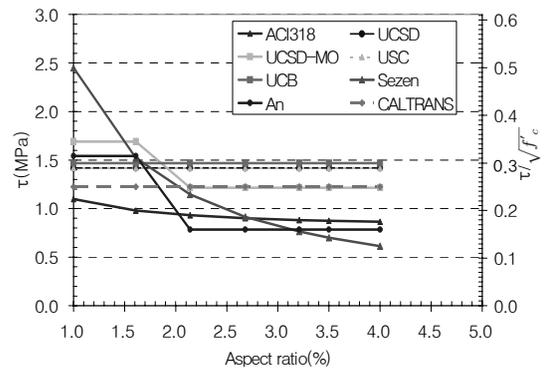
〈표 4〉 전단평가식의 주요 특성 비교

Model	Shear strength of concrete	Aspect ratio	Section	Area	Remarks
UCSD (1994)	$k\sqrt{f'_c}A_e$ 식(1) $k=0.29$, for $\mu < 2.0$ $k=0.29-0.95(\mu-2)$, $2.0 \leq \mu < 4.0$ $k=0.01$, for $\mu \geq 4.0$	X	Circular Rectangular	Effective concrete area(A_e)	Ductility
USC (1998)	$k\sqrt{f'_c}A_e$ 식(2) $k=0.29$, for $\mu < 2.0$ $k=0.29-0.12(\mu-2)$, $2.0 \leq \mu < 4.0$ $k=0.05-0.025(\mu-4)$, $4.0 \leq \mu < 6.0$ $k=0$, for $\mu \geq 6.0$	X	Rectangular	Effective concrete area(A_e)	Ductility
UCB (1992)	$0.3(k+\frac{P}{13.8A_g})\sqrt{f'_c}A_e$ 식(3) $1 \geq k = \frac{4-\mu}{3} \geq 0$	X	Circular	Effective concrete area(A_e)	Ductility Axial load
Sezen (2004)	$k(\frac{0.5\sqrt{f'_c}}{a/d}\sqrt{1+\frac{P}{0.5\sqrt{f'_c}A_g}})A_e$ 식(4) $k=1$, for $\mu \leq 2.0$ $k=0.7$, for $\mu \geq 6.0$	O	Rectangular	Effective concrete area(A_e)	Ductility Axial load
UCSD-MO (2000)	$\alpha\beta\gamma\sqrt{f'_c}A_e$ 식(5) $1 \leq \alpha = 3 - M/VD \leq 1.5$ $\beta = 0.5 + 20\rho_l \leq 1.0$ $\gamma = 0.29$, for $\mu \leq 2.0$ $\gamma = 0.05$, for $\mu \geq 8.0$	O	Circular	Effective concrete area(A_e)	Ductility Longitudinal steel ratio
An (2000)	$v_{JSCF}(1-k(\mu-1))b_wd$ 식(6) $k = \frac{1}{2(9-a/d)}$	O	Rectangular	Web area (b_wd)	Ductility Size effect
ACI 318 (1996)	$(0.16\sqrt{f'_c} + 17.6\rho_l\frac{Vd}{M})b_wd$ 식(7)	O	-	Web area (b_wd)	Longitudinal steel ratio
CALTRANS (1995)	$F_1F_2\sqrt{f'_c}A_e \leq 0.33\sqrt{f'_c}A_e$ 식(8) $F_1 = \rho_s f_{yh}/12.5 + 0.305 - 0.083\mu$ $0.025 \leq F_1 \leq 0.25$ $1 \leq F_2 = 1 + \frac{P}{13.8A_g} \leq 1.5$	X	-	Effective concrete area(A_e)	Ductility Transverse steel ratio
이재훈 등 (2006)	$k\sqrt{f'_c}A_e$ 식(9) $k=0.3-0.1(\mu-2)$	X	Circular	Effective concrete area(A_e)	Ductility

* f'_c : 콘크리트 압축강도, ρ_l : 주철근비, ρ_s : 횡철근비, k : 변위연성도에 따른 강도감소계수
 b_wd : 복부면적, A_e : 전단면적(A_g)의 80%, P : 축력, f_{yh} : 횡철근항복강도



(a)연성도에 따른 단위면적당 전단강도



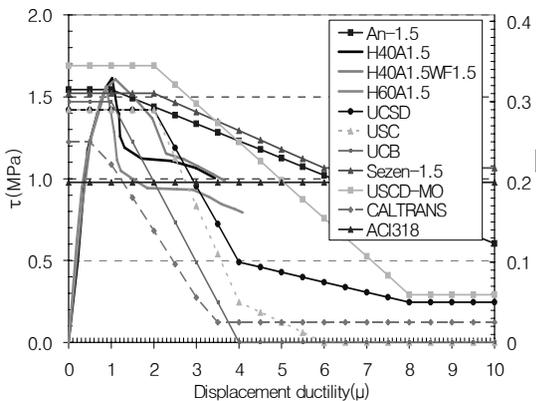
(b)형상비에 따른 단위면적당 전단강도

〈그림 7〉 연성도와 형상비에 따른 평가식 비교

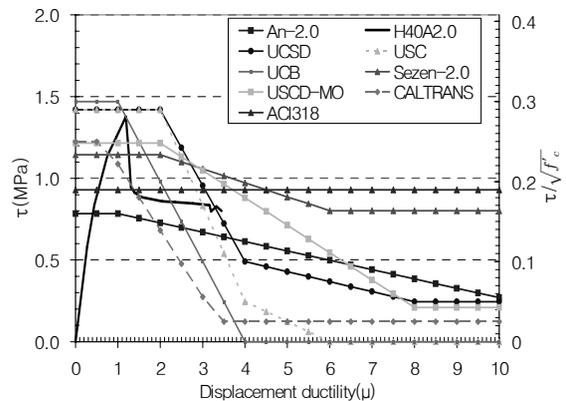
4.2 실험결과와 전단평가식의 비교·분석

그림 8은 실험결과와 전단평가식을 비교한 것으로 적용 면적은 전단면적을 사용하였다. 비교결과를 요약하면 표 5와 같다. 그림 8(a) 및 그림 8(e)는 각각 형상비 1.5와 3.0에 대한 결과로 H40A1.5, H40A1.5WF1.8, H60A1.5모델이 각각 1.63, 1.62, 1.57(MPa)이며 H40A3.0모델은 0.8(MPa)로 An과 Sezen의 초기강도와 유사하다. 나머지 시험체는 그림 8(f)와 같이 Sezen이 가장 근접하다. ACI318은 단면의 전단강도 산정시 전단면적이 아니라 복부면적을 적용하기 때문에 그림 8과 표 5에서 나타난 값보다는 훨씬 보수적

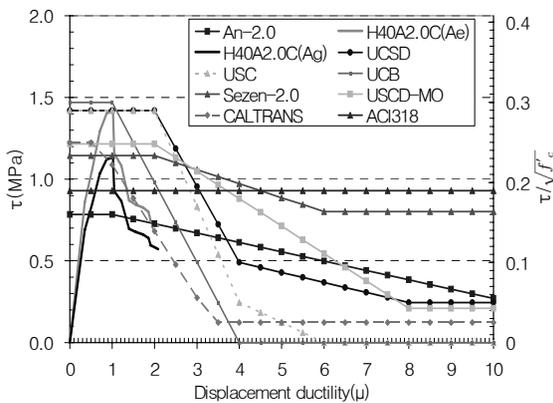
으로 평가하게 된다. 본 실험의 시험체에는 전단철근이 배근되지 않아 시험체가 연성도(μ) 1~1.5사이에서 파괴가 발생하였기 때문에 연성도에 대한 전단강도 감소 효과는 파악하기 어렵다. 그림 8(c)는 반복하중을 가한 경우로 전면적과 유효면적에 대해 함께 나타내었다. 대부분의 전단평가식이 반복하중에 대한 저항면적의 감소를 고려하고 있기 때문에 반복하중에 대해서는 전단면적 보다 유효면적을 사용하는 것이 타당하다고 판단된다. 시험체의 전단강도와 전단평가식의 전단강도의 비를 그림 8(f)에 나타내었다. Sezen이 실험결과와 가장 잘 일치한다. 그림 9는 형상비를 고려하고 있



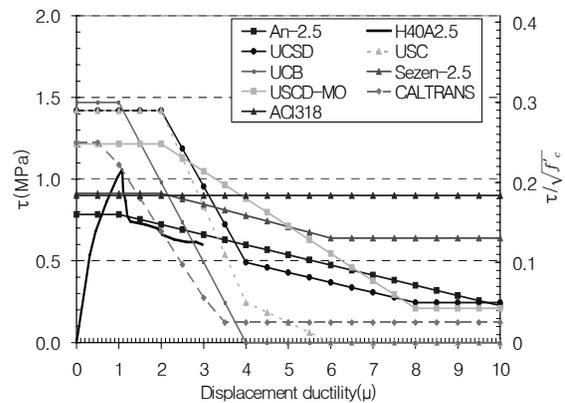
(a) H40A1.5, H40A1.5WF1.5, H60A1.5



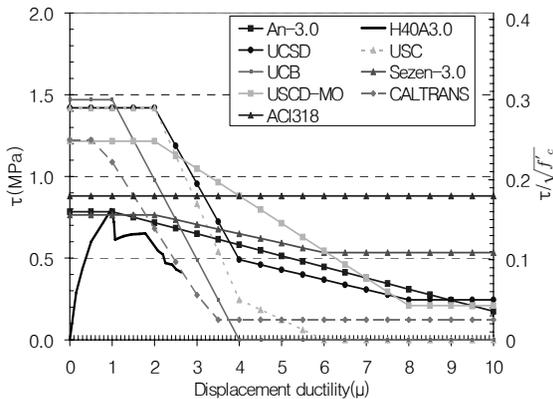
(b) H40A2.0



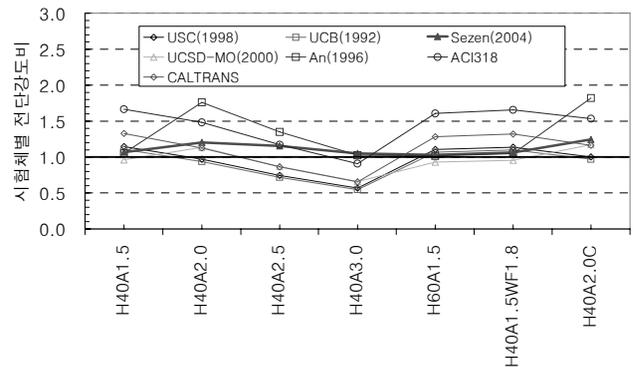
(c) H40A2.0C



(d) H40A2.5



(e) H40A3.0

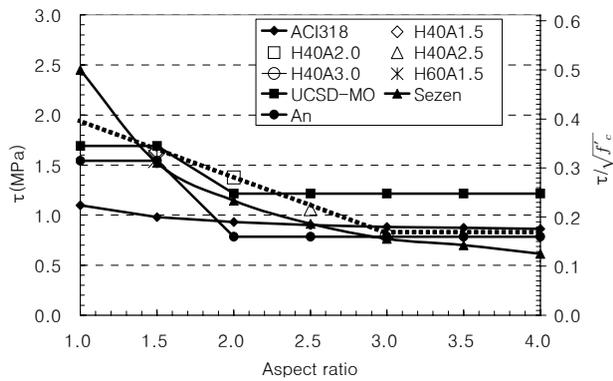


(f) 시험체별 전단강도비

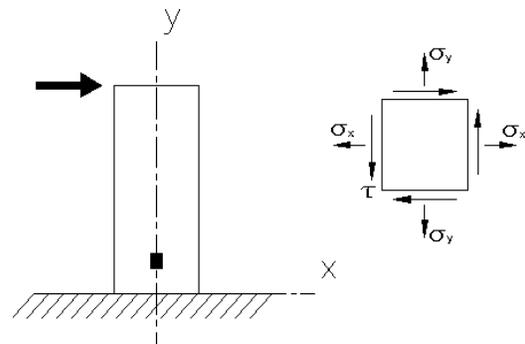
〈그림 8〉 시험체별 전단평가식 비교

〈표 5〉 초기전단강도 비교

구분	H40A1.5	H40A2.0	H40A2.5	H40A3.0	H60A1.5	H40A1.5WF1.8	H40A2.0C
실험최대전단력(kN)	525	445	341	259	337	522	368
적용 단면적	A_g	A_g	A_g	A_g	A_g	A_g	$A_c(0.8A_g)$
전단강도(MPa)	1.63	1.38	1.06	0.80	1.57	1.62	1.43
전단평가식	실험에 의한 전단강도와 평가식 전단강도의 비						
USC(1998)	1.15	0.97	0.74	0.57	1.11	1.14	1.00
UCB(1992)	1.11	0.94	0.72	0.55	1.07	1.10	0.97
Sezen(2004)	1.07	1.21	1.16	1.05	1.03	1.06	1.25
UCSD-MO(2000)	0.96	1.13	0.87	0.66	0.93	0.96	1.17
An(2000)	1.06	1.76	1.35	1.03	1.02	1.05	1.82
ACI318(1996)	1.66	1.48	1.17	0.91	1.61	1.65	1.53
CALTRANS(1995)	1.33	1.13	0.86	0.66	1.28	1.32	1.16



〈그림 9〉 형상비(Aspect ratio; a/d)와 전단강도의 관계



〈그림 10〉 $x-y$ 평면에 놓인 평면요소

는 전단평가식(ACI 318, An, Sezen, UCSD-MO)을 실험 결과를 함께 나타낸 그림이다. 실험결과는 형상비(a/d)에 대해 전단강도가 선형으로 감소하는 경향을 보이고 있으나 Sezen식은 반비례하는 것으로 평가하고 있어 형상비 2.0과 2.5에서는 실험결과와 다소 차이가 있다. 또한, Sezen은 형상비 3.0이상에서도 전단강도가 형상비에 반비례하여 가장 보수적으로 평가하고 있으나, ASCE/ACI Committee 426(1973)⁽¹⁸⁾는 전단보강이 없는 보에서 형상비 2.5이상에서는 형상비에 따른 전단강도 감소를 고려하지 않고 있으며, Bresler and MacGregor(1967)⁽¹⁹⁾와 F. Leonhardt(1965)⁽²⁰⁾는 형상비에 따른 콘크리트 전단강도를 분석한 내용에서 형상비 3.0이상에서는 형상비에 크게 영향을 받지 않는 것으로 보고하고 있다. 따라서 본 실험결과에서는 형상비 3.0까지는 콘크리트 전단저항력이 선형으로 감소되고 3.0이상에서는 그림 9의 점선과 같이 전단강도의 감소없이 동일하게 적용하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

5. 전단평가식의 제안

5.1 역학적 특성을 고려한 전단평가식의 제안

그림 10과 같이 $x-y$ 평면에 놓인 평면요소에 외부응력

이 작용하는 경우, 주응력(σ_1)은 다음 식 (10)과 같다.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (10)$$

여기서, σ_x, σ_y 는 x, y 방향으로 작용하는 인장응력, τ 는 평면요소의 면에 따라 작용하는 전단응력이다. 평면요소가 횡방향(x -방향) 구속력이 충분하지 않은 경우 $\sigma_x \cong 0$ 이며 σ_y 는 기둥의 축력에 의해 $-P/A_y$ 가 된다. 한편, 주인장응력이 $\sigma_1 = f_c$ (콘크리트 인장강도)일 때 경사균열이 발생한다고 하면, 식 (10)은 다음 식 (11)과 같다.

$$f_c = \frac{\sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (11)$$

식 (11)을 τ 에 대해 정리하면

$$\tau = f_c \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_y}{f_c}\right)} = f_c \sqrt{1 + \frac{P}{f_c A_y}} \quad (12)$$

한편, 전단응력은 식 (13)과 같다. 계산의 편의를 위해 단면은 사각단면으로 가정한다.

$$\tau = \frac{VQ}{Ib} \quad (13)$$

여기서 V 는 단면에 작용하는 전단력, b 는 단면폭, I 와 Q 는 각각 다음과 같다.

$$I = \int y^2 dA, \quad Q = \int y dA \quad (14)$$

횡하중에 의해 경사균열에 앞서 휨균열이 먼저 발생하는 경우, 이 때 콘크리트의 압축연단에서 중립축까지의 깊이를 c 라고 하면 I 는 c 에 대한 3차식, Q 는 c 에 대한 2차식이 된다. 따라서, $\frac{I}{Q}$ 는 c 에 대한 1차식이 되므로 간략하게 $\frac{I}{Q} = k \cdot c$ 로 나타낼 수 있다. 여기서, k 는 단순한 계수이다. 따라서 식 (13)은 다음 식 (15)와 같은 형태로 나타낼 수 있다.

$$\tau = \frac{V \cdot Q}{b \cdot I} = \frac{V}{b \cdot k c} \quad (15)$$

한편, 단면에 작용하는 휨모멘트를 M 이라 하면,

$$M = C \cdot z \quad (16)$$

여기서, C 는 단면의 압축력, z 는 모멘트 팔길이로 식 (17)과 같이 나타낼 수 있다.

$$C = k_1 f_{ck} b c, \quad z = d - k_2 c \quad (17)$$

여기서, k_1, k_2 는 계수이다. 따라서 식 (16)은 식 (18)과 같은 형태가 된다.

$$M = [(k_1 f_{ck} b) c] [d - k_2 c] \quad (18)$$

여기서, $k_1 f_{ck} b = f$ 라 하면, 식 (18)은 식 (19)와 같다.

$$M = f c (d - k_2 c) = f d c - k_2 f c^2 \quad (19)$$

식 (19)를 중립축까지의 깊이 c 에 대해 정리하면 식 (20a)와 같이 되고, 근의 공식을 사용하기 위해 계수를 변경하면 식 (20b)와 같다.

$$c^2 - \frac{d}{k_2} c + \frac{M}{k_2 f} = 0 \quad (20a)$$

$$c^2 - \frac{2d}{k_2'} c + \frac{M}{k_2' f} = 0 \quad (20b)$$

근의 공식에 의해 c 를 구하면,

$$c = \frac{d}{k_2'} + \sqrt{\left(\frac{d}{k_2'}\right)^2 - \frac{M}{k_2' f}} \quad (21)$$

여기서 $M = V \cdot a$ (V 는 전단력, a 는 전단경간)이므로 식 (21)은 다음 식 (22)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} c &= \frac{d}{k_2'} + \sqrt{\left(\frac{1}{k_2'}\right) d^2 - \frac{V a}{k_2 k_1 b f_{ck}}} \quad (22) \\ &= \frac{d}{k_2'} + \sqrt{\left(\frac{1}{k_2'}\right) d^2 - \frac{V}{k_1 k_2 a b f_{ck}} \left(\frac{a}{d}\right)^2 d^2} \\ &= d \left\{ \frac{1}{k_2'} + \sqrt{\frac{1}{k_2'} - \frac{V}{k_1 k_2 a b f_{ck}} \left(\frac{a}{d}\right)^2} \right\} \\ &= d \left\{ \frac{1}{k_2'} + \left(\frac{a}{d}\right) \sqrt{\frac{1}{k_2'} \left(\frac{d}{a}\right)^2 - \alpha_1} \right\} \end{aligned}$$

여기서, $\alpha_1 = \frac{V}{k_1 k_2 a b f_{ck}}$ 이다. 그리고 $\frac{1}{k_2'} = \alpha'$, $\sqrt{\frac{1}{k_2'} \left(\frac{d}{a}\right)^2 - \alpha_1} = \beta'$

로 가정하면, 식 (22)는 다음 식 (23)과 같이 $\frac{a}{d}$ 를 포함하는 간략한 형태로 표현할 수 있다.

$$c = d (\alpha' + \beta' \left(\frac{a}{d}\right)) \quad (23)$$

따라서, 식 (15)는 다음 식 (24)의 형태로 표현 할 수 있다.

$$\tau = \frac{V}{b d (k \alpha' + k \beta' \frac{a}{d})} \quad (24)$$

식 (24)를 전단면적(A_g)에 대해서 나타내면 식 (25)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\tau = \frac{V}{A_g (\alpha + \beta \frac{a}{d})} = \frac{\tau_{ave}}{(\alpha + \beta \frac{a}{d})} \quad (25)$$

여기서, $\tau_{ave} = V/A_g$ 이다.

식 (25)으로부터 형상비(a/d)가 커지면 전단에 저항하는 콘크리트 면적이 줄어들어 전단응력이 증가하는 것을 알 수 있다. 식 (12)과 식 (25)으로부터

$$\frac{\tau_{ave}}{(\alpha + \beta \frac{a}{d})} = f_{ct} \sqrt{1 + \frac{P}{A_g f_{ct}}} \quad (26)$$

$$\therefore \tau_{ave} = f_{ct} \left(\alpha + \beta \frac{a}{d} \right) \sqrt{1 + \frac{P}{A_g f_{ct}}} \quad (27)$$

본 실험에서와 같이 축력 $P=0$ 이고, 콘크리트의 인장강도 $f_{ct} = 0.5 \sqrt{f_{ck}}$ 로 가정하면

$$\tau_{ave} = f_{ct} \left(\alpha + \beta \frac{a}{d} \right) = 0.5 \sqrt{f_{ck}} \left(\alpha + \beta \frac{a}{d} \right) \quad (28)$$

여기서, α , β 는 본 연구의 실험결과로부터 결정할 수 있다. 그림 9는 실험결과를 $\tau_{ave} (\tau_{ave} / \sqrt{f_{ck}}) - a/d$ 의 관계로 나타낸 그림으로 그림 안의 점선과 같이 콘크리트 전단강도를 형상비에 따라 선형감소하는 식으로 적용하게 되면 식 (29a), 식 (29b)와 같게 된다.

$$\frac{\tau_{ave}}{\sqrt{f_{ck}}} = 0.5 - 0.11 \frac{a}{d} \quad (29a)$$

$$\therefore \tau_{ave} = \sqrt{f_{ck}} \left(0.5 - 0.11 \frac{a}{d} \right) \quad (29b)$$

식 (28)과 식 (29b)로부터,

$$0.5 \sqrt{f_{ck}} \left(\alpha + \beta \frac{a}{d} \right) = \sqrt{f_{ck}} \left(0.5 - 0.11 \frac{a}{d} \right) \quad (30)$$

식 (30)에서 α , β 를 산정하면 $\alpha = 1.0$ $\beta = -0.22$ 가 된다. 그러므로 형상비를 고려한 콘크리트의 초기전단강도를 다음과 같이 제안한다.

$$\begin{aligned} \tau_{ave} &= f_{ct} \left(1.0 - 0.22 \frac{a}{d} \right) \sqrt{1 + \frac{P}{f_{ct} A_g}} \quad (31) \\ &= 0.5 \sqrt{f_{ck}} \left(1.0 - 0.22 \frac{a}{d} \right) \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f_{ck}} A_g}} \end{aligned}$$

여기서, P =축력, A_g =콘크리트 전면적, f_{ck} =콘크리트 압

축강도, a =전단경간, d =단면 유효깊이이다. 단, $\frac{a}{d} > 3.0$ 일

때는 $\frac{a}{d}$ 에 의한 영향이 없는 것으로 $\frac{a}{d} = 3.0$ 을 적용한다.

제안된 식 (31)는 횡철근(전단철근)에 의한 횡구속이 거의 없는 경우($\sigma_x \cong 0$)에 산정된 것으로 만약 충분한 횡철근이 배근되면 식 (9)에서 $\sigma_x \cong 0$ 이 아니므로 주인장 응력 방향이 바뀌고 경사각이 변화되어 콘크리트의 전단강도가 변화될 수 있다. AASHTO-LRFD에서도 전단철근이 배근된 부재의 전단강도를 전단철근이 배근되지 않은 부재의 전단강도와 달리 고려하고 있다. 다만, 횡철근이 많이 배근된 부재의 파괴는 주철근 항복이전에 파괴되는 전단파괴 보다는 주철근의 항복 후 충분한 연성을 발휘한 후 파괴되는 휨-전단 파괴가 지배적이고 이 경우의 전단강도는 휨 연성에 따른 전단강도 저하를 신뢰성 있게 평가하는 것이 보다 중요한 요소가 된다.

5.2 제안식의 평가

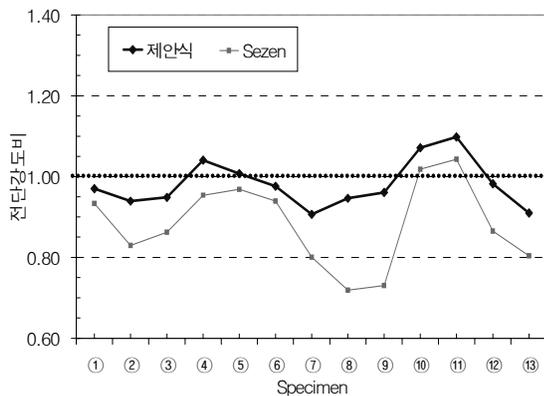
횡력을 받는 일반적인 기둥에서는 전단균열에 앞서 휨균열이 먼저 발생하며, 이런 경우 역학적 특성과 실험결과를 바탕으로 하여 콘크리트 초기전단강도를 식 (29)와 같이 제안하였다. 그리고 다른 연구자의 실험결과⁽¹⁵⁾와 비교하여 제안식의 타당성을 검토하였다. 제안식의 특성에 따라 전단철근에 의한 영향이 작아 충분한 휨연성을 발휘하기 이전에 전단파괴가 발생하는 시험체를 대상으로 하였으며 중공단면 시험체가 없어서 중실 사각단면 시험체를 대상으로 하였다. 검토 대상인 시험체의 재료특성, 단면제원 및 실험결과는 표 6과 같다. 전단철근의 간격(s)이 단면유효높이(d)보다 크거나 조금 작아 전단철근에 의한 전단강도 영향을 가능한 배제할 수 있는 시험체이며 파괴시의 연성도는 대략 1.7 이하여서 초기전단강도를 평가하기에 적합한 시험체이다. 본 연구에서 수행된 시험체 7기와 다른 연구자의 시험체 6기, 총 13기에 대하여 전단평가식 중 가장 잘 맞는 Sezen식과

〈표 6〉 Sezen and Moehle⁽¹⁵⁾ 시험체의 재료특성, 단면상세 및 실험결과

Specimen	Reference	b (mm)	d (mm)	a (mm)	s (mm)	ρ_l (%)	ρ_w (%)	f_{yt} (MPa)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	P (kN)	μ_δ	V_{test} (kN)
3CLH18	Lynn et al. (1996)	457	381	1,473	457	3.0	0.10	335	400	25.6	503	1.58	271
3SLH18		457	381	1,473	457	3.0	0.10	335	400	25.6	503	1.69	267
45	Ikeda (1968)	200	173	500	100	2.0	0.28	434	558	19.6	156	1.74	82
46		200	173	500	100	2.0	0.28	434	558	19.6	156	1.26	81
207	Umemura and Endo (1970)	200	180	400	100	2.0	0.28	462	324	17.7	156	1.60	106
214		200	180	600	200	2.0	0.14	462	324	17.7	392	1.73	83

〈표 7〉 실험값과 평가식에 대한 전단강도 비

구분	형상비	축력비	하중 패턴	전단 강도	제안식		Sezen		적용면적		
					강도	강도비	강도	강도비			
본 연구	H40A1.5	①	1.50	0%	단조	1.63	1.58	0.97	1.52	0.93	A_g
	H40A2.0	②	2.00	0%	단조	1.38	1.30	0.94	1.14	0.83	A_g
	H40A2.5	③	2.50	0%	단조	1.06	1.01	0.95	0.91	0.86	A_g
	H40A3.0	④	3.00	0%	단조	0.80	0.83	1.04	0.76	0.95	A_g
	H60A1.5	⑤	1.50	0%	단조	1.57	1.58	1.01	1.52	0.97	A_g
	H40A1.5WF1.8	⑥	1.50	0%	단조	1.62	1.58	0.98	1.52	0.94	A_g
	H40A2.0C	⑦	2.00	0%	반복	1.43	1.30	0.91	1.14	0.80	A_c
Lynn (1996)	3CLH18	⑧	3.87	9.4%	반복	1.27	1.20	0.95	0.91	0.72	A_c
	3SLH18	⑨	3.87	9.4%	반복	1.25	1.20	0.96	0.91	0.73	A_c
Ikeda (1968)	45	⑩	2.89	20%	반복	1.25	1.34	1.07	1.27	1.02	A_c
	46	⑪	2.89	20%	반복	1.22	1.34	1.10	1.27	1.04	A_c
Umemura (1970)	207	⑫	2.22	22%	반복	1.85	1.82	0.98	1.60	0.87	A_c
	214	⑬	2.22	55%	반복	1.87	1.70	0.91	1.50	0.80	A_c
평균								0.98		0.88	



〈그림 11〉 실험에 대한 제안식 및 Sezen 식의 전단강도 비의 비교

본 제안식을 사용하여 실험값과 평가식에 의한 전단강도의 비를 산정하여 비교하였다. 전단강도 산정 시 시험체에 단조하중이 가해진 경우에는 전단면적(A_g), 양방향 반복하중이 가해진 경우에는 유효단면적($A_e = 0.8A_g$)를 적용하였으며 결과를 요약하면 표 7 및 그림 11과 같다. 본 제안식에 의한 평균 강도비는 0.98로 Sezen에 의한 평균 강도비 0.88 보다 정확하게 전단강도를 평가하고 있다.

6. 결론

형하중을 받는 중공단면 기둥의 콘크리트 초기전단강도 특성을 살펴보기 위하여 형상비(a/d)를 주요변수로 하고, 중공비, 복부(Web)면적 비율, 하중패턴을 부차적인 변수로 하는 축소모델을 제작하여 실험을 수행하였다. 전단철근과 축력에 의한 전단강도 기여를 배제하기 위하여 시험체에는 전단철근이 배근되지 않았고, 축력도 재하되지 않았다. 실험 결과로 부터 변수에 따른 전단강도 특성을 분석하였다. 또

한, 기존의 다양한 전단평가식과 비교, 검토하여 특성을 분석하였으며, 역학적 특성과 실험결과에 기초하여 새롭게 전단평가식을 제안하고 그 타당성을 평가하였다. 본 연구의 주요 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 모든 시험체는 콘크리트 박리 및 종방향 철근의 좌굴과 같은 휨파괴의 특성 없이 경사균열의 진전 및 확대에 의해 파괴에 이르렀다. 휨해석 결과 시험체는 종방향 철근의 초기항복 이전 또는 직후에 파괴에 이르렀으며, 초기 경사균열 발생은 드리프트 비는 약 0.5% 정도이며 파괴 시의 변위연성도는 1.5 이하이다.
2. 중공비가 같고 형상비가 다른 경우(H40A(1.5~3.0)), 형상비가 커질수록 최대내하력은 감소하였으며 또한 파괴 시의 드리프트 비도 다소 감소하였다. 형상비에 따른 최대내하력은 선형 감소하는 경향을 보였다.
3. 형상비가 같고 중공비 40% 및 60%로 다른 경우(H40A1.5, H60A1.5), 중공비가 증가함에 따라 전단에 저항하는 콘크리트의 면적이 줄어 최대내하력은 감소하지만 전단면적(A_g)에 대한 전단강도는 각각 1.63(MPa), 1.57(MPa)로 중공비에 관계없이 거의 일정한 값을 갖는다.
4. 동일한 단면적을 갖지만 웹(복부)-플랜지비가 다른 시험체(H40A1.5, H40A1.5WF1.8)의 경우, 전단면적(A_g)에 대한 전단강도는 각각 1.63(MPa), 1.62(MPa)로 거의 동일하다. 따라서, 단면의 전단강도 산정시 콘크리트의 면적은 복부면적($b_w d$)보다 전단면적을 사용하는 것이 보다 합리적이다.
5. 양방향 반복하중을 가한 경우의 최대내하력은 단조증가

- 하중을 가한 경우의 약 83% 수준이다. 이는 양방향 반복하중에 의해 시험체 양측면에 휩균열이 발생하여 전단에 저항하는 콘크리트의 유효단면적이 감소하기 때문이다. 따라서, 양방향 반복하중이 재하되는 경우 단면의 전단강도는 전면적(A_g)의 80%를 유효면적($A_e = 0.8A_g$)으로 하여 산정하는 것이 보다 정확하게 평가할 수 있다.
- 다양한 전단평가식을 비교해 보면 연성도에 따른 전단강도 감소와 형상비에 따른 초기전단강도에서 상당한 차이를 나타내고 있다. 전단강도를 형상비(a/d)에 반비례하는 것으로 평가하는 Sezen 식이 본 실험과 참고문헌의 시험체에 대해서 각각 강도비 0.8~0.97과 0.72~1.04 수준으로 예측하여 비교적 잘 일치하였다. 그러나, 실험 결과는 형상비에 선형 감소하기 때문에 형상비 2.0과 2.5에서는 14~17% 낮게 평가하는 것으로 나타났다.
 - 횡력을 받는 기둥의 역학적 특성과 실험결과에 기초하여 형상비에 따라 선형으로 감소하는 전단평가식을 새롭게 제안하였다. 다른 연구자의 실험결과와 비교하여 제안된 전단평가식이 초기전단강도를 보다 정확(91%~110%)하게 예측할 수 있음을 확인하였다.
 - 횡력을 받는 기둥의 전단강도는 형상비와 축방향철근비, 그리고 변위연성도(μ)의 영향을 많이 받지만, 본 실험에서는 시험체에 전단철근이 배근되지 않고, 축방향철근비가 일정하여 변위연성도와 축방향철근비에 따른 전단강도 특성을 확인할 수 없었다. 향후 이에 대한 연구와 검증이 필요하다.

감사의 글

이 연구는 서울대학교 교량설계핵심기술연구단을 통한 건설교통부 건설핵심기술연구개발사업 지원금에 의하여 이루어졌으며 이에 감사드립니다.

참고 문헌

- 한국도로교통협회, “도로교설계기준,” 2005.
- 이재훈, 황정길, 최진호, “원형 철근콘크리트 교각에 대한 연성도 내진설계법의 안정성,” 한국콘크리트학회 논문집, Vol. 20 No. 2, 2008, pp. 193-202.
- 김익현, 김태곤, 이종석, 선창호, “중약진지역 다경간연속교의 내진성능 확보를 위한 합리적 내진상세,” 대한토목학회 정기 학술대회논문집, 2003, pp. 992-997.
- 김익현, 이종석, 선창호, 정혁창, 이은호, “도로교의 성능기초 내진설계를 위한 설계방법의 제안,” 한국지진공학회 춘계학술대회 논문집, 2004, pp. 295-303.
- CALTRANS, “Memo to Designers Change Letter 02,” California Dept. of Transportation, Sacramento, Calif., March, 1995.
- Eurocode 8, *Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures*, 1996.
- FEMA, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA273, Washington, D.C, 1997.
- 土木學會, *콘크리트標準示方書*, 日本, 平成 8年.
- Ang, B. G., Priestley, M. J. N., and Paulay, T., “Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns,” *ACI Struct. J.*, Vol. 86, No. 1, 1989, pp. 45-59.
- Wong, Y. L., Paulay, T., and Priestley, M. J. N., “Response of Circular Reinforced Concrete Columns to Multi-Directional Seismic Attack,” *ACI Struct. J.*, Vol. 90, No. 2, 1993, pp. 180-191.
- Aschheim, M., Moehle, J. P., and Werner, S. D., “Deformability of Concrete Columns,” *Project Report under Contract*, No. 59Q122, California Dept. of Transportation, Division of Structures, Sacramento, Calif., June, 1992.
- Xiao, Y., and Martirosyan, A., “Seismic Performance of High-Strength Concrete Columns,” *J. Struct. Eng.*, Vol. 124, No. 3, 1998, pp. 241-251.
- Priestley, M. J. N., Verma, R., and Xiao, Y., “Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns,” *J. Struct. Eng.*, Vol.120, No.8, 1994, pp. 2310-2329.
- Mervyn J. Kowalsky and M. J. N. Priestley, “Improved Analytical Model for Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns in Seismic Regions,” *ACI Struct. J.*, Title No. 97-S42, 2000.
- Sezen, H. and Moehle, J.P., “Shear Strength Model for Lightly Reinforced Concrete Columns,” *J. Struct. Eng.*, Vol. 130, No. 11, November, 2004, pp. 1692-1703.
- Maekawa, k. and An, X., “Shear Failure and Ductility of RC Columns after Yielding of Main Reinforcement,” *Engineering Fracture Mechanics* Vol. 65, 2000, pp. 335-368.
- 김병석, 김영진, 광임중, 조창백, 조정래, “힘-전단 복합 거동을 보이는 RC원형 교각의 내진성능 평가,” 한국지진공학회 논문집, Vol. 5, No. 3, 2001, pp. 29-36.
- ASCE/ACI Task Committee 426, “The Shear Strength of Reinforced Concrete Members,” *J. Struct. Div. ASCE*, Vol. 99, No. 6, 1973, pp. 1091-1187.
- Bresler, B. and MacGregor, J. G., “Review of Concrete Beams Failing in Shear,” *J. Struct. Div. ASCE*, Vol. 93, 1967, pp. 343-372.
- Leonhardt F., “Reducing the shear reinforcement in reinforced concrete beams,” *Magazine of Concrete Reserch*, Vol. 17, No. 53, 1965, pp. 187-198
- 이재훈, 고성현, 정영수, “지진하중을 받는 철근콘크리트 원형 교각의 전단성능곡선 모델,” 한국지진공학회논문집, 제10권 2호, 2006, pp. 1-10.
- 국승규, 이재훈, 하동호, 김익현, 손혁수, 신리도기반 도로교 내진 설계기준안, 교량설계핵심기술연구단, KBRC TRS 011, 110pp.