

콘크리트 원형단면의 횡보강근에 의한 전단강도 평가 이론 및 실험

Theoretical and Experimental Study of Shear Strength of Concrete Circular Sections Using Steel Hoops

김 장 훈* 정 준 언** 홍 성 절***
Kim, Jang Hoon Jung, Jun-Un Hong, Sung-Gul

ABSTRACT

The state-of-the-practice design expressions currently used for the calculation of shear strength of concrete columns due to circular transverse hoop steel were reviewed. From this, it was found that the single valued constant effective section area of shear steel to be conservative in some degree that concrete sections built in non-seismic regions. A general expression as an alternative was suggested considering the wide range of section configurations. The theoretical prediction was validated through the experimental observations.

1. 서론

철근콘크리트 원형단면의 횡보강 철근에 의한 전단 저항 성능평가는 그 기하학적 특성으로 인하여 오랫동안 불명확한 과정으로 남아왔다. 철근 콘크리트 단면의 전단저항 메카니즘은 그 자체만으로도 충분히 복잡하여 여러 가지 해석이론(Theory)이 병용되고 있는 실정이며, 휨 메카니즘과의 상호작용을 고려하게 되면 모든 경우를 포괄할 수 있는 일반적인 해석모델의 실현은 아직도 요원한 실정이다.

간략한 논의를 위하여 휨 저항메카니즘과의 상호작용을 무시하면, 전단 저항메카니즘은 콘크리트와 횡보강 전단철근에 의한 저항메카니즘으로 간주할 수 있으며(ACI, 1999), 콘크리트에 의한 저항메카니즘에는 축방향력 전달작용에 의한 저항메카니즘의 효과가 포함되어 있다. 하지만 ACI 318에서는 사각형 단면에 대한 계산규준만이 제시되어 있으며, 원형단면도 사각형단면의 규정들을 따르도록 되어 있다. 최근 들어 Priestley et al.(1994)은 콘크리트 단면의 전단저항을 계산함에 있어서 사각형단면과 원형단면을 구분하고, 축방향력의 효과를 콘크리트 메카니즘으로부터 분리한 형태의 해석모델을 제시하여 실용적인 약산식으로서 널리 사용되고 있다. 이들이 제시한 모델에서 원형전단 철근에 의한 저항메카니즘은 Ang et al.(1989)이 제안한 대로 다음식과 같다.

* 정회원, 아주대학교 건축학과 조교수

** 아주대학교 건축학과 석사과정

*** 정회원, 서울대학교 건축학과 조교수

$$V_s = \frac{\pi}{2} A_b f_{sh} \frac{d_c}{s} \cot \theta \quad (1)$$

여기서, A_b =전단철근 한 가닥의 단면적, f_{sh} =전단철근의 인장응력도(일반적으로, 설계를 위하여 f_y 를 사용), d_c =원형전단철근의 중심선간 직경, s =전단보강철근의 배근간격, θ =부재축으로부터 측정되는 사인장 균열각(30° 를 사용하도록 권장). 식(1)에서 보이듯이 단일상수 $(\pi/2) A_b$ 가 원형 전단보강철근의 전단력 작용방향의 평균단면적으로 사용되고 있음에 주목할 필요가 있다. $2 A_b$ 를 사용할 것을 권하고 있는 ACI보다는 상당히 발전되었지만 모든 경우의 원형단면에 $\theta = 30^\circ$ 와 함께 $(\pi/2) A_b$ 라는 단일상수의 사용은 그 타당성을 점검해 보아야 한다고 생각된다.

이를 위하여 김장훈(1999a)은 균열면을 관통하는 원형전단보강 철근의 개수에 의하여 전단철근의 유효단면적이 결정된다는 가정하에 평가식을 유도하였다. 하지만 그의 공식은 사인장 균열면을 전단철근이 관통하는 점들이 단면의 중심과 단면상에서 이루는 각도를 일정하게 가정하여 전단 보강철근의 간격이 조밀할 경우 약 19%정도까지 전단저항력을 낮게 평가할 수도 있음이 지적되었다(하태훈, 홍성걸, 1999). 따라서 본 논문에서는 그 간 논의된 점들을 정리하여 철근 콘크리트 원형단면의 횡보강 철근에 의한 전단저항력의 평가를 위한 명확한 공식을 제시하고자 한다. 아울러 철근콘크리트 원형단면에 대한 실험을 통하여 전단철근의 영향을 평가하여 제시된 공식과 비교하여 보고자 한다.

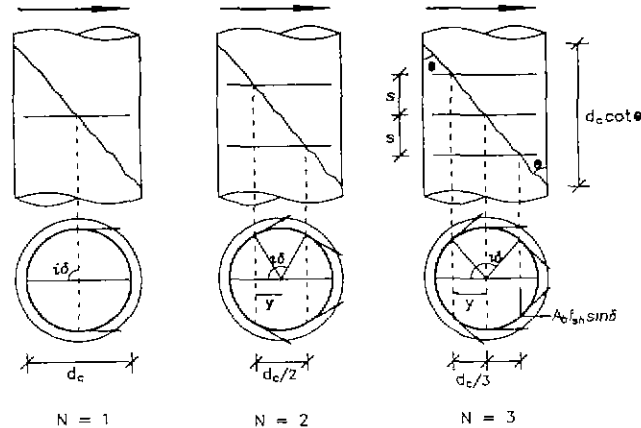


그림 1. 원형기둥의 유효단면적

2. 원형단면 전단강도 이론

철근콘크리트 원형단면의 전단철근에 의한 저항강도는 Ang et al.(1989)이 제시한 모델을 이용하여 설명된다. 이 모델을 사인장 균열면을 관통하는 전단철근의 개수(N)에 따라 확장하면 그림 1과 같이 된다. 그림에서 보이듯이 전단철근이 원형으로 형성되었기 때문에 사인장 균열면을 관통하는 지점에서는 위치에 따라 저항력의 전단력 방향 분력이 변화하게 된다. 전단철근과 사인장 균열면이 만나는 점들의 평면상 Projection이 전단력의 작용방향으로 균등하게 분포되어 있다고 가정하고, 균열면을 가로지르는 전단철근 저항력의 전단력 방향 분력을 합하여 평균을 취하면 원형전단철근의 전단력 작용방향 유효단면적 A_{sh} 가 다음 식과 같이 산출된다

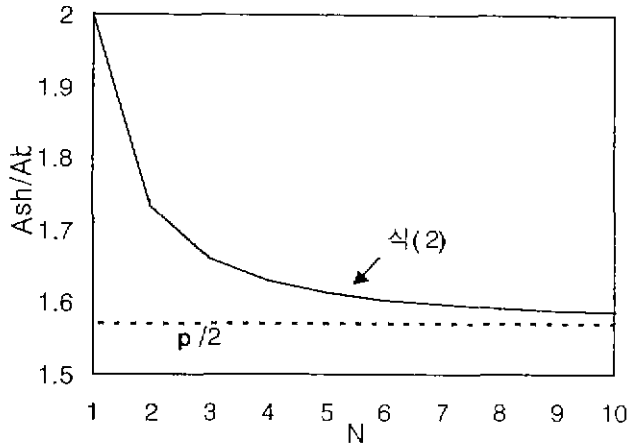


그림 2. 원형기둥 전단철근의 단면적비

$$\frac{A_{sh}}{A_b} = \frac{2}{N} \sum_{i=1}^N \sqrt{1 - \left[1 - \frac{(2i-1)}{N}\right]^2} \quad (2)$$

$$N = \frac{d_c}{s} \cot \theta \quad (3)$$

여기서 N의 소숫점 이하는 버린다. 그림 2는 식(2)의 비가 N의 값에 따라 $2 \leq A_{sh}/A_b \leq \pi/2$ 의 분포되고 있음을 보여주고 있다. N=1일 때에는 $A_{sh}/A_b=2$ 이고, $N \rightarrow \infty$ 일 때, Ang et al.이 제시한 바대로 $A_{sh}/A_b = \pi/2$ 로 수렴됨을 알 수 있다. 따라서 강진지역에서와 같이 전단철근이 조밀하게 배근될 때에는 Ang et al.의 계수 $\pi/2$ 를 그대로 사용할 수 있지만, 중약진지역의 단면이나 내진설계가 되지 않는 단면을 평가할 때에는 $A_{sh}/A_b \geq \pi/2$ 를 사용하여야 보다 정확한 단면력을 산정 할 수 있게 됨을 알 수 있다.

3. 실험

시험체는 약 1/3~1/4정도의 scale을 고려하여 제작하였으며, 그림 3에서 보이듯이 전체 크기는 모두 일정하고, 단지 원형후프($\phi 5$)의 간격이 50mm, 100mm, 150mm. 및 무보강으로 두 개씩 모두 8개의 시험체를 제작하였다 이에 따라 각 시험체 명칭은 C50A, C50B, C100A, C100B, C150A, C150B, C0A, C0B로 정하였다. C0A와 C0B의 실험을 통하여 휨메카니즘의 영향과 함께 순수 콘크리트에 의한 전단 저항력의 크기를 구할 수 있으며, 다른 공시체의 결과와 비교하여 전단철근의 영향을 규명하는 기본적인 근거를 얻을 수 있을 것으로 기대된다. 콘크리트 구성요소는 시멘트 : 굵은 골재 : 모래 = 1 : 4.37 : 2.73으로 하였으며, 기초의 물시멘트비(w/c)는 75%, 기둥의 물시멘트비는 86%로 하였는데 이는 콘크리트에 의한 전단저항강도를 최소화하기 위하여 낮은 강도의 콘크리트를 얻고자 함이었다. 콘크리트와 철근의 평균 강도는 표 1과 같으며, 그림 4에서는 철근을 테스트한 결과 중 하나를 보여주고 있다.

본 실험에서는 전단보강철근에 의한 전단강도를 관찰하기 위한 것이므로 축력을 제외하였다. 시험체의 가력은 200kN용량의 Hydraulic Jack을 통하여 각 Drift Angle당 2회씩 10%까지 반복제하 하였다.

반복하중을 가한 결과 얻은 각 공시체별 ힹ-변위곡선은 그림 5와 같다. C50A 및 C50B 공시체는 각

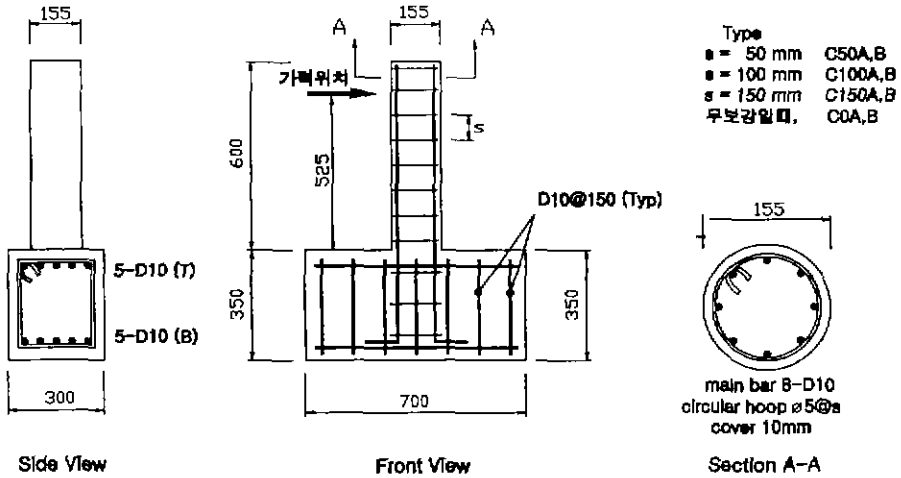


그림 3. Specimen Detail

각 5% 및 6%까지 연성거동을 보이다가 콘크리트의 사인장균열의 발달과 함께 강도가 감소되었다. C100A, B 및 C150A, B 는 메카니즘 강도에 도달하자마자 곧 콘크리트에 의한 저항 메카니즘의 파괴로 강도가 급격하게 감소하였다. C0A 및 C0B는 횡보강근이 없음에도 불구하고 메카니즘 강도 가까이까지 도달하였다가 급격한 강도의 감소를 보여 주었다. 표 2에는 전단철근면에 의한 원형단면의 전단 강도에 대하여 기존의 공식 및 본 연구를 통하여 제시된 이론 그리고, 실험을 통하여 얻은 값들이 정리·비교되어 있다. 여기서 이론적 사인장 균열각은 김장훈(1999b)의 제안식을 사용하였다. 예상외로 ACI 318에 의한 값도 본 논문에서 제시한 이론에 의한 값 및 Priestley의 제시한 값과 함께 실험으로부터 관측된 값에 근접함을 보여주고 있다. 특히 C100A 및 C100B의 경우에는 오히려 다른 이론식보다 실험치에 더 가까움을 보여주었다. 그림 5에서 보듯이 각 공시체에 대한 반복하중의 후반에는 공시체의 횡력저항강도가 일정한 값으로 수렴하고 있다. 이는 하중 반복횟수가 더하여 감에 따라 콘크리트 메카니즘이 전단이나 휨이나 간에 이미 파괴되었음에 기인한다.

표 1 Concrete와 Steel 평균 재료강도 및 물성

Specimens	Concrete (Average)				Steel (Average)		
	column (MPa)	base (MPa)	days at test		property	SD40	ø5
			column	base			
C50A	12.99	13.26	40	47	f_c (MPa)	458	237
C50B	14.99	12.54	42	49	f_c (MPa)	702	313
C100A	14.46	13.32	44	51	E_s (MPa)	35511	26731
C100B	14.53	14.81	49	56	E_{sh} (MPa)	4719	1138
C150A	15.26	14.31	50	57	E_v	0.0161	0.0122
C150B	13.61	10.43	54	61	E_{sh}	0.0228	0.0189
C0A	12.68	11.83	56	63	E_{sh}	0.1988	0.2174
C0B	12.92	13.74	61	68	E_{sh}	0.3663	0.3459

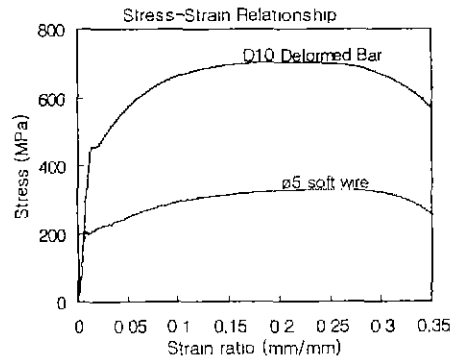


그림 4. Stress-Strain Relationship of Reinforcing Steel

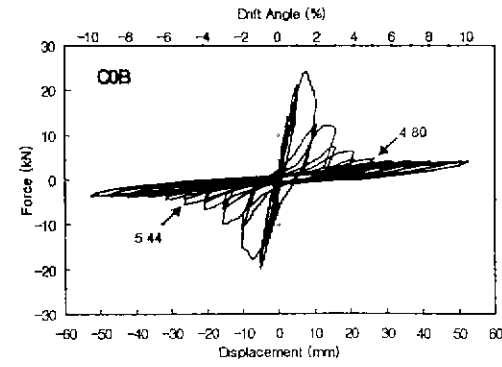
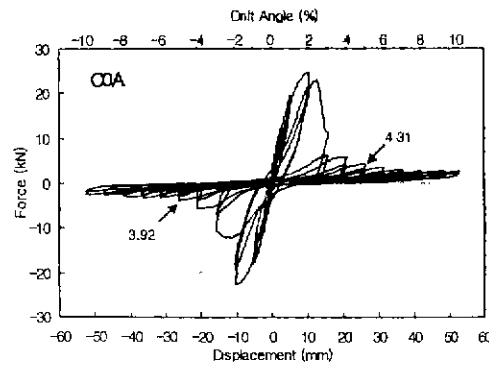
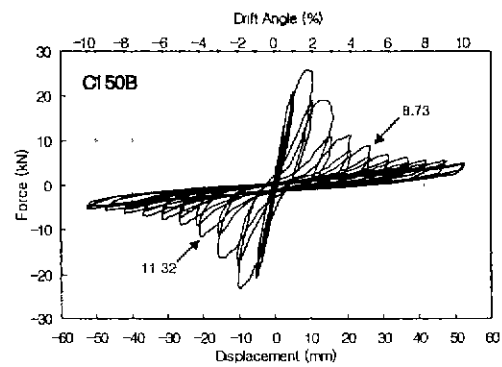
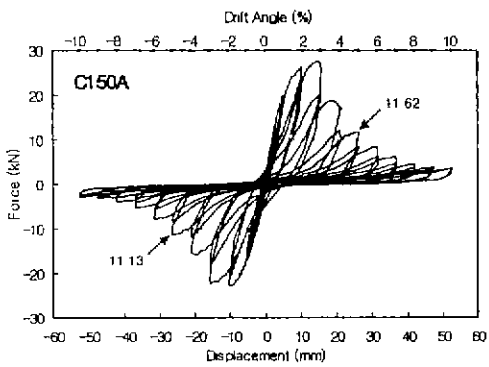
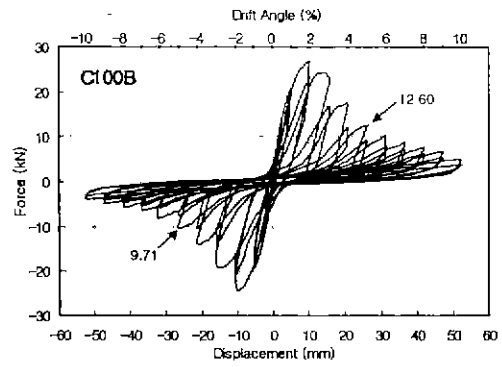
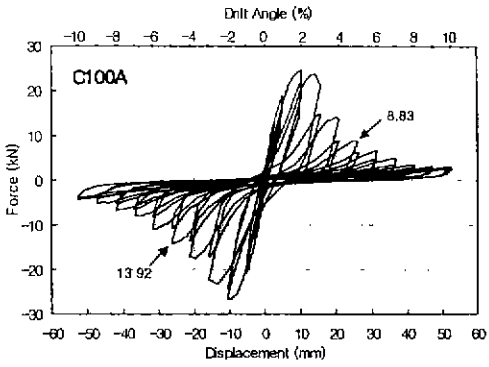
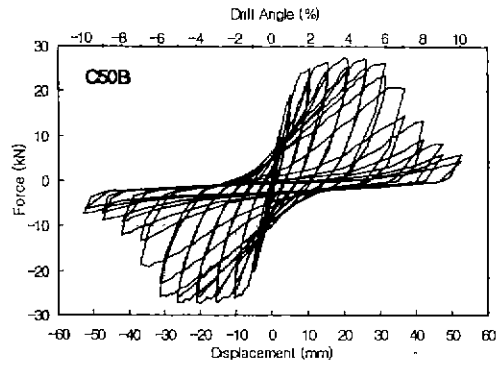
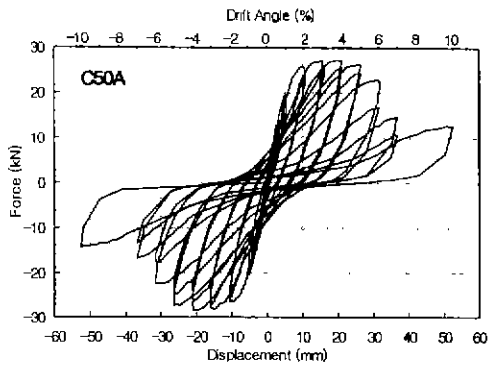


그림 5 Experimentally Observed Force-Displacement Relationships

4. 결론 및 추후연구

철근콘크리트 원형단면의 순수 전단보강철근에 의한 전단강도를 산정하기 위하여 전단력의 방향에 대한 전단철근의 유효단면적 계산 공식을 제안하였다. 기존에 사용되는 단일 상수 $\pi/2$ 는 전단보강 철근이 조밀하게 배근되는 경우에는 적절하지만 전단보강철근의 배근간격이 비교적 넓은 약진 지역에 위치하는 단면에는 적절치 않음이 지적되었다. 실험에 의하여 관찰된 원형 단면 전단철근에 의한 전단강도를 이론치와 비교하여 보았다. 사각형단면과 원형단면을 구분하지 않는 ACI 318에 의하여 예측된 값 및 본 논문에서 제시된 이론과 Priestley의 공식에 의한 예측치 모두 실험결과와 가까움을 보여주었다. 그러나 이러한 결과는 제한된 수의 축소 공시체로부터 얻어진 것이므로, 기존의 여러공식들간 심도있는 비교를 위하여서는 여러 Parameter들을 고려한 다수의 공시체 실험이 선행되어야 하겠다.

표 2 이론에 의한 전단강도와 실험값의 비교

Specimen	ACI V _s (kN)	Priestley V _s (kN)	Theory				Experiment V _s (kN)		
			균열각 (Deg.)	N	A _{sh} /A _b	V _s (kN)	Pull	Push	A _{avg}
C50A	24.19	32.92	35.36	3	1.66	23.18	-	-	-
C50B	24.19	32.92	35.27	3	1.66	23.18	-	-	-
C100A	12.10	16.46	30.96	2	1.73	16.12	8.83	13.92	11.38
C100B	12.10	16.46	30.96	2	1.73	16.12	12.60	9.71	11.16
C150A	8.07	10.97	28.49	1	2.00	9.31	11.62	11.13	11.38
C150B	8.07	10.97	28.57	1	2.00	9.31	8.73	11.32	10.03

*V_s 메카니즘이 파괴된 후 실험에서 관찰된 무보강단면의 강도
 1. C0A : pull 4.31kN, push 3.92kN, Avg 4.12kN
 2. C0B : pull 4.80kN, push 5.44kN, Avg 5.12kN

감사의 글

이 논문은 1998학년도 아주대학교 연구비 지원에 의하여 연구되었음을 밝히며, 여러 가지 지원에 감사드린다.

참고문헌

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary" ACI 318-99, American Concrete Institute, Michigan, 1999.
2. Ang, B.G., Priestley, M.J.N. and Paulay, T., "Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns", ACI Structural Journal, No. 86-56, pp.45-59, Jan.-Feb., 1989.
3. Priestley, M.J.N., Verma, R., and Xiao, Y., "Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns" ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 8, pp. 2310-2329, August, 1994.
4. 김장훈, "철근콘크리트 원형기둥의 전단철근 유효단면적 평가" 콘크리트학회 논문집 제 11권 3호, pp. 81-88, 1999a.
5. 하태훈, 홍성걸, "토른-철근콘크리트 원형기둥의 전단철근 유효단면적 평가" 콘크리트학회 논문집, 제 11권 6호, pp. 137-141, 1999.
6. 김장훈, "철근콘크리트 부재의 균열후 강성이론" 콘크리트학회논문집, 제11권 5호, pp.79-88, 1999b.