

# 전단-스팬비가 작은 고강도 철근콘크리트 보의 전단성능에 관한 실험적 연구

## An Experimental Study on Shear Capacity of High-Strength Concrete Beams With a Shear Span-Depth Ratio Between 1.5 and 2.5

신 성 우*	문 정 일**	박 희 민***
Shin, Sung Woo	Moon, Jung-Il	Park, Hee Min
이 승 훈****	오 정 근*****	임 남 재*****
Lee, Seung Hoon	Oh, Jung-Geun	Lim, Nam Jae

### 요 약

본 연구에서는 전단-스팬비가 1.5에서 2.5 범위의 고강도 콘크리트 보에 대해 기존 기준식의 안전여부를 확인하고, 사균열강도와 극한전단강도를 결정하기 위해 총 15개의 시험체를 제작하여 실험적 연구를 수행하였다. 주요변수는 전단-스팬비( $a/d=1.5, 2.0, 2.5$ )와 수직전단철근비( $R_v=0, 25, 50, 75, 100\%$ ,  $R_v=[\rho_v/\rho_{v(ACI)}]100$ )이며, 콘크리트 압축강도( $f'_c=747\text{kg/cm}^2$ )와 인장철근비( $\rho_w=0.0377$ )는 일정하다.

실험결과 본 연구의 전단-스팬비의 범위에서 ACI 318-89 (11-31)식은 일반적으로 수직전단철근에 의해 저항되는 전단강도를 상당히 과소평가하는 것으로 나타났다. 따라서 수직전단철근에 대한 영향이 재고되어야 할 것이다.

### Abstract

This paper is an experimental study on shear capacity of the high strength R/C beams with a shear span-depth ratio between 1.5 and 2.5. A total of 15 beams was tested to determine diagonal cracking and ultimate shear strength. The major variables are shear span-depth ratio( $a/d=1.5, 2.0, 2.5$ ) and vertical shear reinforcements ratio( $R_v=0, 25, 50, 75, 100\%$ ,  $R_v=[\rho_v/\rho_{v(ACI)}]\times 100$ ).

Test results indicate that ACI 318-89 Eq. (11-31) generally underestimates shear strength carried by vertical shear reinforcement, then effects of that must be examined.

**Keywords :** high-strength concrete beam, shear capacity, shear span-depth ratio, vertical shear reinforcement ratio, diagonal tension cracking strength, ultimate shear strength, reserved strength: diagonal tension crack, shear tension failure, shear compression failure.

\* 정회원, 한양대 건축공학과 부교수

\*\* 정회원, 한양대 대학원 건축공학과 석사과정

\*\*\* 정회원, (주)삼성종합건설 시험소 과장

\*\*\*\* 정회원, (주)삼성종합건설 기술연구소 연구원

\*\*\*\*\* 정회원, 대전공업대 건축공학과 교수

## 1. 서 론

철근콘크리트 보의 전단파괴는 수십년에 걸친 연구자들의 노력에도 불구하고 아직까지 명확하게 이론적으로 규명되지 못하고 있는 어려운 문제 중의 하나이며, 현재 각국의 전단설계 기준식은 실험에 의존한 공식들이다.

여러가지 파괴양태중 전단파괴는 매우 급작스러운 파괴이며, 더우기 고강도 콘크리트는 재료적으로 보통강도 콘크리트에 비해 취성적인 성질을 나타내고 파괴시 골재를 가르는 균열면의 매끄러움으로 인하여 보유강도가 감소한다고 알려져 있다.<sup>(1, 6, 7)</sup> 따라서 고강도 콘크리트 보의 전단파괴는 연성기동에 불리하여 매우 위험한 파괴를 유발할 수 있다.

현행 ACI 318-89 전단설계 기준식은 비교적 콘크리트 강도가 낮은 범위(140~420kg/cm<sup>2</sup>)인 시험체의 결과로 수립된 식이며, 콘크리트 압축강도가 700kg/cm<sup>2</sup> 이상일 경우 최소전단보강량 규정은 강화함으로써 고강도 콘크리트 보 전단설계에 대한 비안전성을 보완하였다.<sup>(4)</sup> 하지만 압축강도 420kg/cm<sup>2</sup>을 넘는 고강도 철근콘크리트 보의 경우 아직도 많은 의문점을 내포하고 있으며, 일부 연구자들은 ACI 전단설계식의 불합리를 지적하고 있다.<sup>(6, 7, 8)</sup>

본 연구에서는 사인상균열 이후 아직기동(Arch action)으로 보유내력(Reserved strength)을 많이 나타내는 전단-스팬비가 2.5이하인 보를 대상으로 전단-스팬비와 전단보강비에 따른 전단기동을 분석, 본 실험결과와 기존 제안식을 비교하여 고강도 철근콘크리트 보의 전단설계에 필요한 기초자료를 제공하고자 한다.

## 2. 실 험

### 2.1 시험체 계획

본 연구에서는 고강도 콘크리트( $f'_c = 747\text{kg/cm}^2$ )를 사용하여 총 15개의 보 시험체를 제작하였다. 주요변수는 전단-스팬비( $a/d$ )를 1.5, 2.0, 5로 하고, 각각의 전단-스팬비에 따라 전단보강비

( $R_v = [\rho_v / \rho_{v(ACI)}] \times 100$ ),  $\rho_v$ =실제 전단보강량,  $\rho_{v(ACI)}=ACI(11-17)$ 식에 따른 소요 전단보강량)를 0, 25, 50, 75, 100%로 하였다.

시험체의 단면은 12.5×25cm로 일정하게 하였다. 전단보강근은 ACI 318-89 기준에 따라 산정하여 배근하였다. 주근비( $\rho_w = 0.0377, 0.54\rho_b$ )는 일정하게 계획하고, 주근 양지점 부근의 부착 및 정착파괴를 방지하기 위하여 10cm씩 여유길이를 두고 90°후크를 주어 충분한 정착길이를 확보하였다.

각 시험체별 특성은 Table 1에, 그리고 시험체의 상세는 Fig.1에 나타나 있다.

Table 1. Properties of specimens

Specimen	b×D(cm)		d (cm)	$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	a/d	$\rho_t$	$\rho_w$	$\rho_c$
	b	D						
HB1.5-0*	12.5	25	21.5	747	1.5	0.0	0.0377	0.0
HB1.5-25	12.5	25	21.5	747	1.5	0.0045	0.0377	0.005
HB1.5-50	12.5	25	21.5	747	1.5	0.0091	0.0377	0.005
HB1.5-75	12.5	25	21.5	747	1.5	0.0136	0.0377	0.005
HB1.5-100	12.5	25	21.5	747	1.5	0.0181	0.0377	0.005
HB2.0-0	12.5	25	21.5	747	2.0	0.0	0.0377	0.0
HB2.0-25	12.5	25	21.5	747	2.0	0.0032	0.0377	0.005
HB2.0-50	12.5	25	21.5	747	2.0	0.0065	0.0377	0.005
HB2.0-75	12.5	25	21.5	747	2.0	0.0097	0.0377	0.005
HB2.0-100	12.5	25	21.5	747	2.0	0.0129	0.0377	0.005
HB2.5-0	12.5	25	21.5	747	2.5	0.0	0.0377	0.0
HB2.5-25	12.5	25	21.5	747	2.5	0.0024	0.0377	0.005
HB2.5-50	12.5	25	21.5	747	2.5	0.0047	0.0377	0.005
HB2.5-75	12.5	25	21.5	747	2.5	0.0071	0.0377	0.005
HB2.5-100	12.5	25	21.5	747	2.5	0.0094	0.0377	0.005

\*: HB1.5-0은 다음을 의미한다.

H : High Strength Concrete( $f'_c = 747\text{kg/cm}^2$ )

B: Beam

1.5:a/d = 1.5(1.5, 2.0, 2.5)

0:  $R_v = 0\%$ (0, 25, 50, 75, 100%)

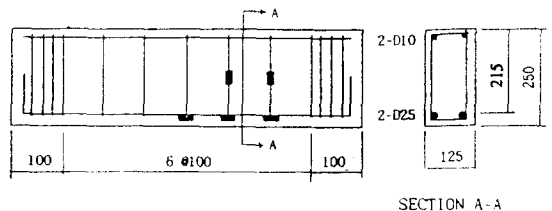


Fig.1 Specimen detail(a/ d=1.5,  $R_v=25\%$ , Unit:mm)

## 2.2 재료의 성질

본 실험에서 사용한 재료들 중 시멘트는 국내용 S사 제품의 1종 보통 포틀랜드 시멘트를 사용하였으며, 세골재는 한강 이포사, 조골재는 최대크기 13mm의 콘지암산 화강암 채석을 사용하였다. 고유동화제는 나프탈렌계 Super-20을 사용하였으며, 인장철근은 SD 40의 HD25, 압축철근은 SD 40의 HD10, 전단철근은 SD 40의 HD6을 사용하였다.

콘크리트의 압축강도는  $747\text{kg}/\text{cm}^2$ 으로 나타났으며, 철근의 인장시험 결과는 Table 2에 나타나 있다.

Table 2. Properties of reinforcing steel

Bar	$E_s$ ( $\text{t}/\text{cm}^2$ )	$f_y$ ( $\text{t}/\text{cm}^2$ )	$\epsilon_y$ ( $\times 10^{-6}$ )	$f_t$ ( $\text{t}/\text{cm}^2$ )	Elongation (%)
HD25	2.015	4.09	2.548	6.20	23.4
HD10	1.918	4.00	2.394	4.89	18.6
HD 6	1.960	3.80	1.883	4.97	20.3

## 2.3 시험체 설치

100ton 용량의 반응시험기(U. T. M.) 베드의 롤러 지지점을 전단-스팬비에 따라 조정하고, 그 위에 보 시험체를 설치하여 중앙부에서 1점 가력하였다. 중앙부 처짐을 측정하기 위하여 가력점(시험체 중앙부) 보 하단에 전기다이얼게이지를 설치, Data logger에 리드선으로 각 게이지를 연결하여 이상유무를 확인하고, 각 게이지를 초기화하였다.

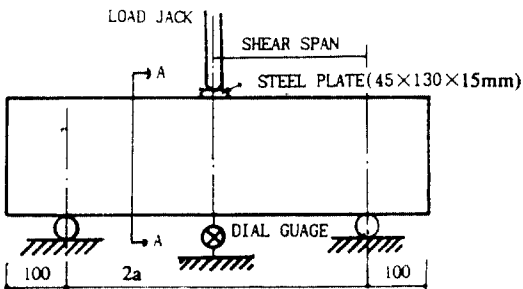


Fig.2 Test set up

## 2.4 하중재하 및 측정

가력기기에 시험체 설치를 완료한 후 예상종국 파괴 하중의 1/3까지는 하중을 일정하게 증가시키는 하중조절방식(load control), 그리고 이후부터는 시험체 중앙부에 설치된 다이얼게이지의 처짐을 관찰하면서 변위조절방식(deflection control)에 의해 가력하였다.

하중과 처짐, 그리고 각 게이지에 대한 변형율은 Data logger를 통하여 각각의 하중단계마다 측정되었으며, 시험체의 균열상황을 관찰하여 초기 균열과 사인장균열을 기록하였다.

## 3. 실험결과

### 3.1 파괴양상

본 실험범위의 전단-스팬비( $1.5 \leq a/d \leq 2.5$ )에서의 파괴양상은 인장철근은 인장재(tie-rod) 역할을 수행하고, 사인장균열 외측 콘크리트가 압축대(compression strut)를 형성하여 사인장균열 발생후에도 상당한 보유내력을 보이며 아치거동을 나타내었다.

균열의 진행은 초기휨균열이 보 중앙부 하단에 미세하게 발생한 후, 보의 전단지간 복부중앙에 단독적인 사인장균열이 급작스럽게 발생하거나, 중앙부에서  $d/2 \sim d$  떨어진 지점에서 발생한 휨균열이 보의 중립축을  $40 \sim 60^\circ$ 의 각도로 통과하면서 사인장균열을 형성하였다. 전단보강근이 없는 경우는 이러한 초기 사인장균열 폭이 넓어지면서 보의 어느 한쪽면에서 균열이 집중적으로 일어나 최종적으로 주근을 따르는 할렬파괴나 가력점 근처에서 사압축대의 압축파괴를 나타내었다. 전단보강근이 있는 경우는 전단보강근이 초기 사인장균열 폭을 제어하여 내력이 재분배되어 다시 2, 3차의 사인장균열을 형성하면서 대칭적인 균열의 진행을 나타내며 최종적으로 전단인장 혹은 전단압축파괴를 나타내었다.

각 변수에 따른 파괴모드의 차이는 다음과 같다.

### 3.1.1 전단-스팬비의 영향

전단보강비가 없는 경우 전단-스팬비에 따른 파괴모드는  $a/d=1.5$ 일 경우 전단압축파괴,  $a/d=2.0$ 일 경우 전단인장파괴,  $a/d=2.5$ 일 경우는 다수의 횡균열을 수반한 최종 전단인장파괴를 나타내었다. 따라서 본 연구의 결과로는  $a/d$ 가 0보다 작을 경우는 전단압축파괴,  $a/d$ 가 2.0보다 클 경우는 전단인장파괴로 나타난다고 볼 수 있으며, 전단압축파괴와 전단인장파괴의 분기점은  $a/d$ 가 2.0인 것으로 나타났다.

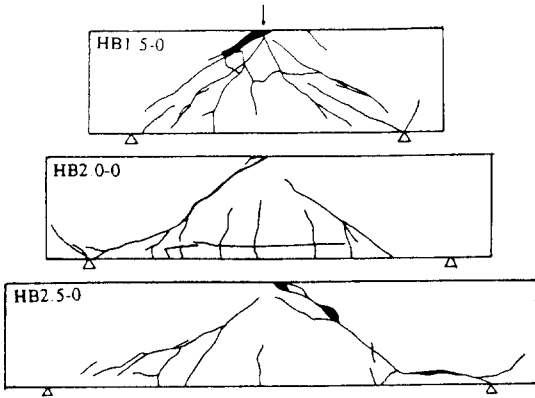


Fig.3(a) Beams without shear reinforcement after failure (Influence of  $a/d$ )

### 3.1.2 전단보강비의 영향

전단보강비에 따른 파괴양상은 대체로 전단보강비가 증가할수록 주근을 따르는 활렬파괴 및 다우웰파괴가 일어나지 않고 전단압축파괴가 선행되며, 최대내력도 전단압축파괴로 결정됨을 알 수 있었다. 일례로  $a/d=2.0$ 일 때, 전단보강비가 25%일 경우는 최대내력이 전단인장파괴로 결정되었으나, 전단보강비가 50, 75%일 경우는 전단압축파괴를 나타내었다. 전단보강비가 50%를 초과할 경우는 사인장균열의 폭이 확대되지 않고, 전단압축부에서 파괴가 일어나 최대내력이 결정되고 있으며, 주근을 따르는 활렬균열도 거의 나타나지 않고 있다. 또한  $a/d=2.0$ 이고 전단보강비가 100%인 시험체와  $a/d=2.5$ 이고 전단보강비가 75% 이상인 시험체는 휨 저항 모멘트를 상회한 하중에서 휨파괴를 나타내었다.

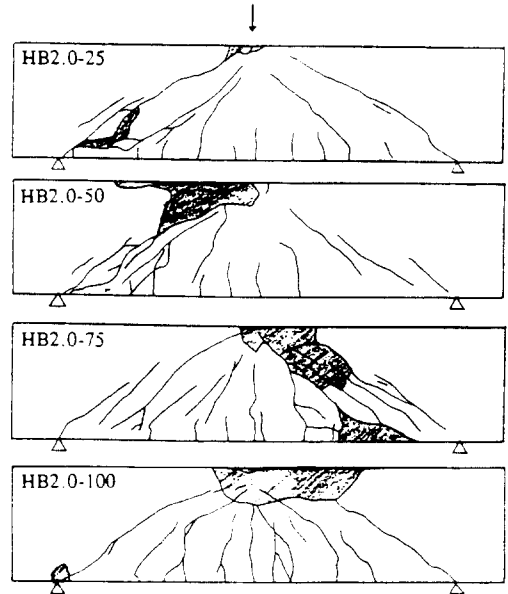


Fig.3(b) Beams with shear reinforcement after failure (Influence of  $R_v$ )

### 3.2 하중-처짐 관계

각 시험체에 대한 사균열하중 및 최대하중과 각 하중시의 처짐이 Table 3에 나타나 있으며, 사인장균열전까지의 초기 하중-처짐 기울기는

Table 3. Test results

Specimen	$a/d$	$\rho$ ( $A_s/A_c$ )	Load(ton)		Min.def.(mm)		Load/Def.(t/mm)		Failure mode
			$P_c^*$	$P_u^*$	$\delta_c^*$	$\delta_u^{**}$	$P_c/\delta_c$	$P_u/\delta_u$	
HB15-0	1.5	0.0	17.40	2800	0.85	2.34	2047	7.78	D.T.-S.C.
HB15-25	1.5	0.0065	17.00	43.70	0.70	2.83	2429	12.53	D.T.-S.C.
HB15-50	1.5	0.0091	15.10	50.20	0.67	3.34	22.53	13.15	D.T.-S.C.
HB15-75	1.5	0.0136	14.00	54.20	0.56	3.91	25.00	12.90	D.T.-S.C.
HB15-100	1.5	0.0181	17.60	57.30	0.60	4.31	29.33	10.59	D.T.-S.C.
HB20-0	2.0	0.0	14.50	19.60	1.10	1.70	13.18	8.50	D.T.-S.C.
HB20-25	2.0	0.0032	12.70	29.10	0.77	2.71	16.49	8.45	D.T.-S.C.
HB20-50	2.0	0.0065	15.30	40.00	0.89	3.37	17.19	9.96	D.T.-S.C.
HB20-75	2.0	0.0097	14.10	46.90	0.98	4.10	15.49	10.28	D.T.-S.C.
HB20-100	2.0	0.0129	14.00	49.40	0.98	4.04	14.26	11.58	D.T.-F.
HB25-0	2.5	0.0	12.80	17.30	1.06	2.32	12.08	3.57	D.T.-S.T.
HB25-25	2.5	0.0024	12.40	23.55	1.10	3.61	11.27	4.41	D.T.-S.T.
HB25-50	2.5	0.0047	12.60	30.40	1.19	3.61	10.58	7.36	D.T.-S.C.
HB25-75	2.5	0.0071	11.75	34.00	1.16	6.11	10.12	4.49	D.T.-F.
HB25-100	2.5	0.0094	12.90	37.50	1.14	4.81	11.31	6.70	D.T.-S.C.

주\*: 사인장균열시의 하중( $V_c=0.5P_c$ )      + : 사인장균열시의 중앙부 처짐

\*\* : 최대하중( $V_c=0.5P_u$ )

++ : 최대하중시의 중앙부 처짐

DT.: 사인장파괴, ST.: 전단인장파괴,

SC.: 전단압축파괴, F.: 휨파괴

전단보강비에 관계없이 전단-스팬비 영향이 크게 나타나고 있다. 사인장균열 이후, 시험체의 초기 하중-처짐 기울기는 급격하게 저하되어 초기 기울기의 대략 1/2정도의 기울기임을 알 수 있다.

### 3.2.1 전단-스팬비의 영향

동일 전단-스팬비에서 사인장균열 이전의 초기 하중-처짐 기울기는 전단보강비에 관계없이 거의 비슷하게 나타났다. 각 전단-스팬비의 초기 하중-처짐 기울기의 평균은  $a/d=1.5, 2.0, 2.5$ 에서 각각 24, 32, 15, 33, 11, 07을 나타내어, 전단-스팬비가 증가할수록 시험체의 강성은 떨어지고 있다. 그러나 사인장균열 이후의 하중-처짐 기울기는 전단-스팬비에 관계없이 초기 하중-처짐 기울기의 대략 1/2의 비율로 거의 유사하게 감소하고 있다.

전단보강비가 25%인 시험체의 하중-처짐곡선을 비교하면 Fig. 4와 같고, 최대내력 이후에 급격하게 내력이 떨어지는 현상을 볼 수 있다. 이러한 정황은 전단보강근이 없는 경우는 큰 차이가 없으나, 전단보강근이 있는 경우는 전단-스팬비가 2.0, 2.5인 경우보다 1.5인 경우가 현저하게 나타나고 있다. 따라서 전단보강근은 전단-스팬비가 증가할수록 하중수행능력에 유효한 역할을 하고 있다.

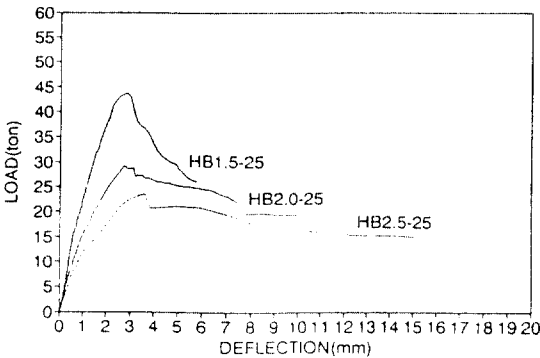


Fig.4 Load-deflection curve(Influence of  $a/d$ )

### 3.2.2 전단보강비의 영향

전단보강근이 없는 시험체는 사인장균열 이후 어느 정도의 보유내력을 보이다가 최대하중 이후에 급격하게 내력이 떨어지고 있으며, 전단보강

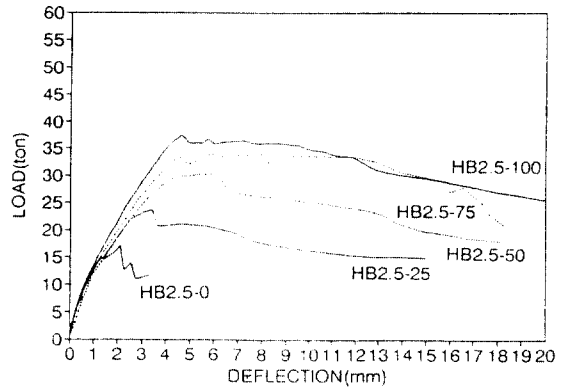


Fig.5 Load-deflection curve(Influence of  $R_w$ , HB 2.5 Series)

이 있는 경우 전단보강비가 증가함에 따라 최대내력 이후 거동이 안정적이다. Fig.5에 나타나듯이 동일 전단-스팬비에서 전단보강비가 증가함에 따라 최대내력이 상승하고 최대내력시의 처짐 또한 증가하고 있으며, 최대내력 이후에 연성적 거동을 하고 있다. 그러나 초기 하중-처짐 기울기는 거의 동일하게 나타나, 전단철근의 역할은 부재의 강성을 높이는 데는 효과가 없으며, 일정 전단보강비 이상에서는 전단과괴에서 휘파괴로 유도를 하여 연성적 거동에 중요한 역할을 담당하고 있음을 알 수 있다.

### 3.3 전단철근의 변형도

Fig. 6(a), (b)에 나타난 것처럼 전단철근의 변형도는 사인장균열 이전에는 거의 나타나지 않고, 사인장균열 이후에 급격하게 증가하고, 동일 전단

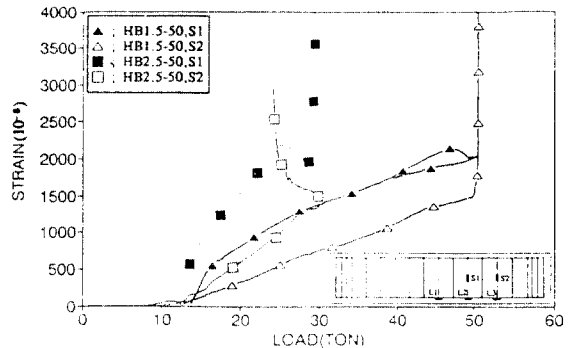


Fig.6(a) Strain of shear reinforcing bar vs. applied load(Influence of  $a/d$ )

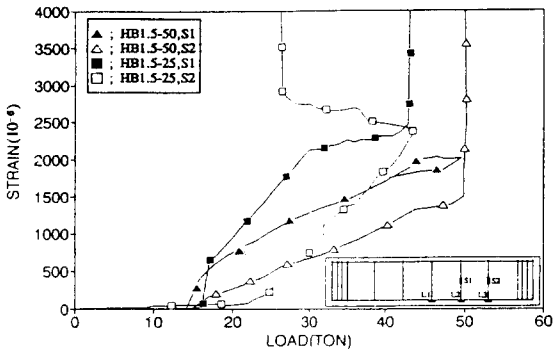


Fig.6(b) Strain of shear reinforcing bar vs. applied load(Influence of  $R_v$ )

보강비에서  $a/d$ 가 증가함에 따라 전단철근 변형도의 증가율이 크게 나타났다. 또한 동일  $a/d$ 에서 전단보강비가 증가함에 따라 전단철근의 변형도는 사인장균열 이후에도 서서히 증가하였다.

### 3.4 전단강도

각각의 시험체에 대한 전단강도 실험값과 ACI 식 및 Zsutty식에 의한 계산값이 Table 4에 나타

Table 4. Comparison of shear strength

Specimen	Test Result		ACI		Zsutty		Test / ACI		Test / Zsutty	
	$v_{cr}$	$v_u$	$v_{cr}^{(1)}$	$v_u^{(2)}$	$v_{cr}^{(3)}$	$v_u^{(4)}$	$v_{cr}/(1)$	$v_u/(2)$	$v_{cr}/(3)$	$v_u/(4)$
HB1.5-0	32.37	53.90	18.09	36.72	26.63	47.71	1.79	1.47	1.22	1.13
HB1.5-25	31.63	81.30	18.09	43.14	26.63	64.77	1.75	1.88	1.19	1.26
HB1.5-50	28.90	93.40	18.09	49.56	26.63	84.36	1.60	1.88	1.09	1.11
HB1.5-75	26.04	100.8	18.09	55.99	26.63	103.95	1.44	1.80	0.98	0.97
HB1.5-100	32.74	106.4	18.09	62.39	26.63	123.54	1.81	1.71	1.23	0.86
HB2.0-0	26.91	37.67	16.98	20.38	24.20	32.50	1.59	1.85	1.11	1.16
HB2.0-25	23.62	54.14	16.98	26.12	24.20	44.53	1.39	2.07	0.98	1.22
HB2.0-50	28.46	74.42	16.98	31.85	24.20	58.29	1.68	2.34	1.18	1.28
HB2.0-75	26.23	87.26	16.98	37.58	24.20	72.04	1.54	2.32	1.08	1.21
HB2.0-100	26.05	91.91	16.98	43.31	24.20	85.78	1.53	2.12	1.08	1.07
HB2.5-0	23.81	30.47	16.32	20.38	22.46	24.14	1.46	1.49	1.06	1.26
HB2.5-25	23.07	43.81	16.32	25.73	22.46	33.55	1.41	1.70	1.03	1.31
HB2.5-50	23.44	56.56	16.32	31.08	22.46	44.25	1.44	1.82	1.04	1.28
HB2.5-75	21.86	63.26	16.32	36.43	22.46	54.94	1.34	1.73	0.97	1.15
HB2.5-100	24.00	69.77	16.32	41.78	22.46	65.64	1.47	1.67	1.07	1.06

#### A. ACI 규준식

1) (11-6) 식

$$v_{cr} = 0.503\sqrt{f'_c} + 176\rho_w(d/a) \leq 0.93\sqrt{f'_c}$$

2) (11-30), (11-31) 식

같은 보의 경우 ( $a/d \leq 2.5$ )

$$v_{cu} = [3.5 - 2.5 \cdot M_u / (V_u \cdot d)] \cdot v_{cr} \leq 1.6\sqrt{f'_c}$$

$$v_u = v_{cu} + \left[ \frac{A_v}{S} \left( \frac{1 + \ell_n/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{S_2} \left( \frac{11 - \ell_n/d}{12} \right) \right] \frac{f_y}{b}$$

(여기서, 위험단면 :  $a/2 \leq d$ )

B. Zsutty 제안식 : 1.5 ( $a/d < 2.5$ 인 경우)

$$3) v_{cr} = 10.02(f'_c \cdot \rho_w \cdot d/a)^{1/3} \cdot [2.5/(a/d)]$$

$$4) v_u = 10.77(f'_c \cdot \rho_w \cdot d/a)^{1/3} \cdot [2.5/(a/d)]$$

$$V_u = 10.2(f'_c \cdot w \cdot d/a)^{1/3} \cdot [2.5/(a/d)] + \rho_v \cdot f_y$$

나 있다. ACI의 극한전단강도식은 콘크리트의 전단부담강도와 전단철근의 전단부담강도를 합산하여 산정한다. 그리고 전단-스팬비가 2.5보다 작을 경우는 콘크리트 전단부담강도는 아치거동을 고려하여 사인장균열 이후의 보유강도를 포함하여 평가하고 있으며, 전단철근의 전단부담강도는 수직전단철근과 수평전단철근의 부담을 각각 나누어 합산하고 있다.

### 3.5 사균열강도

일반적으로 기존실험에 의하면 전단-스팬비가 3 이하일 경우 사균열강도에 대한 전단-스팬비의 영향은 크게 나타나며, 그 이상일 경우는 적게 나타나고 있다.<sup>(10)</sup> 본 실험에서는  $a/d$ 가 2.5이하이므로, 비교적 사균열강도에 대한 영향이 크게 나타남을 알 수 있다. 그러나 일정 전단-스팬비에서 전단보강비에 관계없이 거의 일정하게 나타나, 3절의 전단철근의 변형도와 상응하는 결과를 나타내고 있다. 따라서 전단보강비는 사인장균열 이전에는 전단력을 부담하지 않는다는 기존 실험결과와 일치하고 있다.<sup>(1, 7)</sup>

본 실험결과와 ACI 식, Zsutty식을 전단-스팬비에 따라 사균열강도를 비교한 그림이 Fig.7(a)에 나타나 있다. 그림에서 알 수 있듯이 ACI식은 전체적으로 낮게 평가를 하고 있으며, Zsutty식은  $a/d=2.0, 2.5$ 에서는 잘 일치하고 있으나,  $a/d=1.5$ 일 경우는 1.14배로 실험식보다 낮게 평가를 하

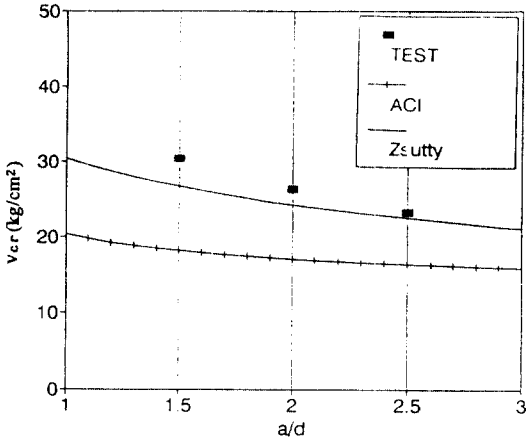


Fig.7(a) Relationship between  $v_{cr}$  and  $a/d$

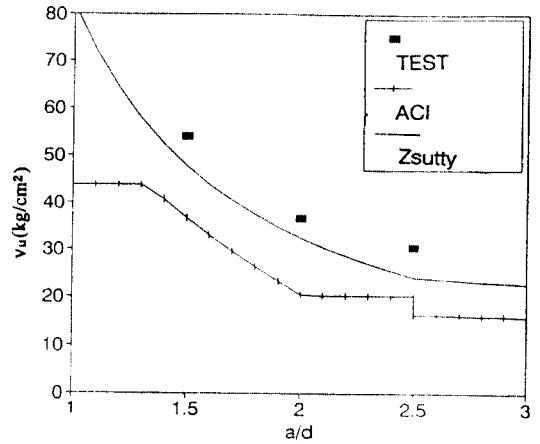


Fig.8(a) Relationship between  $v_u$  and  $a/d$

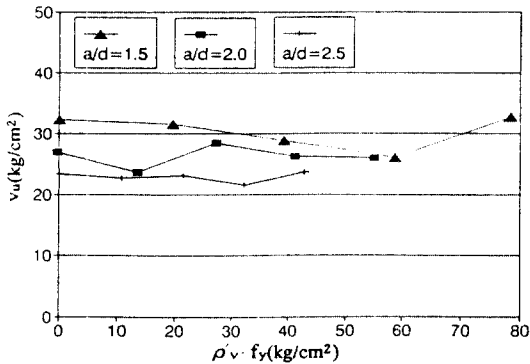


Fig.7(b) Relationship between  $v_{cr}$  and  $\rho_v \cdot f_y$

고 있다. 이로써 본 실험결과에 Zsutty식을 비교할 경우  $a/d$ 의 영향함수가  $(d/a)^{1/3}$ 보다는 크게 나타난다고 판단할 수 있다.

### 3.6 극한전단강도

#### 3.6.1 전단보강근이 없는 경우

Fig.8(a)는 전단보강근이 없는 경우 실험치, ACI식, Zsutty식의 계산값을 전단-스팬비에 따라 극한전단강도를 비교한 것이다. ACI식의 깊은 보의 적용범위는  $a/d$ 가 2.5보다 작을 경우이나, 본 연구에서는  $a/d$ 가 짧은 보에서 전단-스팬비에 의한 비교·평가를 위하여  $a/d=2.5$ 인 경우도 포함하여 비교하였다. 그림에서 나타나듯이 ACI식에 대한 실험값의 비가  $a/d$ 가 2.5일 경우 1.49배,  $a/d$ 가 2.0일 경우 1.85배 그리고  $a/d$ 가 1.5일 경

우 1.46배를 나타내어, 전단-스팬비에 대한 평가가 비합리적으로 나타나고 있다. 이는 집중하중을 받는 보에서 전단-스팬비가 2.0 이상이면 ACI (11-30)식이 유효층( $d$ )으로 위험단면이 고정되어 전단-스팬비에 대한 영향이 고려되지 않아 불연속적 강도계산이 되기 때문이라 판단된다.

Zsutty식에 대한 실험치의 비가  $a/d$ 가 2.5일 경우 1.26배,  $a/d$ 가 2.0일 경우 1.14배,  $a/d$ 가 1.5일 경우 1.13배를 나타내어, 전체적으로 과소평가를 하고 있지만  $a/d$ 에 대한 영향평가는 잘 일치하고 있음을 알 수 있다.

#### 3.6.2 전단보강근이 있는 경우

Fig.8(b), 8(c), 8(d)는 각 전단-스팬비별로 전단보강응력( $\rho_v \cdot f_y$ )에 따른 극한전단강도에 대한 영향을 나타낸 그래프이다. 그림에서 나타나듯이 ACI 318-89 (11-31)식은 전단-스팬비에 따라 수직전단철근의 전단부담응력을 달리하고 있다. 그러나 전단보강응력이 증가함에 따라 실험치와의 차이가 상당히 증가하고 있음을 알 수 있으며,  $a/d=2.0$ 인 경우에는 전단보강비가 50%에 이르면 실험치가 ACI값의 2.34배를 나타내고 있어, 지나치게 수직전단철근에 대한 전단부담을 과소평가하고 있다.

Zsutty식은 실험치와  $a/d=2.0, 2.5$ 에서는 비교적 양호하게 일치하고 있으나,  $a/d=1.5$ 에서는 전단보강비가 증가할수록 실험치와의 비가 감소

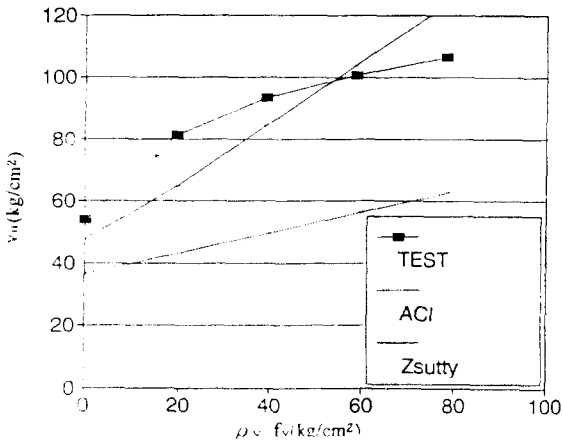


Fig.8(b) Relationship between  $v_u$  and  $\rho_v \cdot f_y$  ( $a/d = 1.5$ )

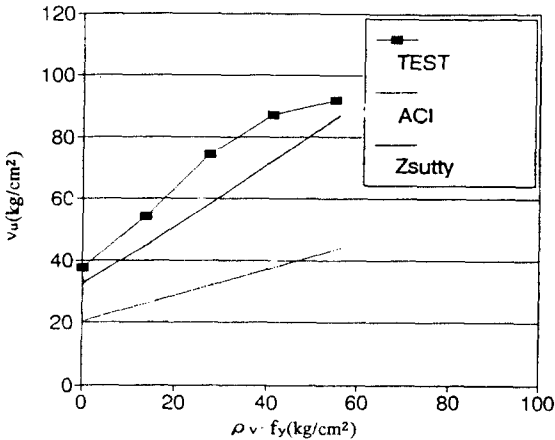


Fig.8(c) Relationship between  $v_u$  and  $\rho_v \cdot f_y$  ( $a/d = 2.0$ )

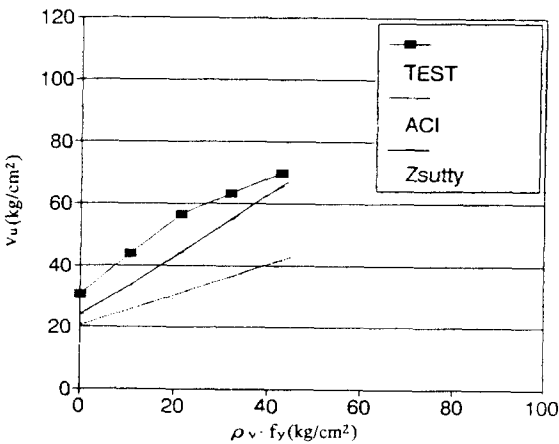


Fig.8(d) Relationship between  $v_u$  and  $\rho_v \cdot f_y$  ( $a/d = 2.5$ )

하며  $R_v$ 가 75% 이상일 경우는 과대평가하고 있는 것으로 나타났다. 이는 Zsutty식이 전단보강비의 효과계수를  $a/d$ 에 관계없이 1로 일정하게 산정하였기 때문이다.

#### 4. 결 론

본 연구에서 고강도 철근콘크리트 ( $f'_c = 747 \text{ kg/cm}^2$ ) 보의 전단성능에 대해 전단-스팬비 ( $a/d$ ), 전단보강비( $R_v$ )에 따른 실험결과를 분석하고, 기존식과 비교한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 최종파괴모드에 영향을 미치는 주인자는 전단보강비보다는 전단-스팬비로 나타났으며, 전단압축파괴와 전단인장파괴의 분기점은  $a/d = 2.0$ 으로 나타났다.

2) 사인장균열 이전의 초기 하중-처짐 기울기는 전단보강비에 관계없이 전단-스팬비가 증가할수록 감소하고, 사인장균열 이후의 하중-처짐 기울기는 사인장균열 이전에 비해 약 1/2 정도로 나타났다. 최대하중 이후의 거동은 전단보강근이 있는 경우 전단-스팬비가 증가할수록 더 연성적으로 거동하였다.

3) 전단철근의 변형도는 사인장균열 이전에는 거의 나타나지 않았으며, 전단보강비가 감소하고  $a/d$ 가 증가할수록 급격히 증가하였다.

4) 본 연구의 범위 ( $1.5 \leq a/d \leq 2.5$ ,  $\rho_w = 0.0377$ ,  $d = 21.5 \text{ cm}$ )에서 사균열강도는 ACI 318-89 (11-6)식이 실험결과치에 비해 평균 54% 과소평가하고 있어, 사균열강도에 대한 ACI 규준식은 안전측인 것으로 나타났다.

5) 극한전단강도에 대한 ACI 318-89 (11-31)식은 수직전단철근에 대한 영향을 지나치게 과소평가하여 비경제적으로 나타나 수직전단철근에 대한 영향평가가 재고되어야 한다고 사료된다.

#### 감사의 글

본 연구를 위한 시험체 제작시에 현장 B/P를 사용하도록 도움을 주신 (주)삼성종합건설 기술



연구소 관계자 제위와 실험실 사용에 도움을 주신 강원대학교 김 석중 교수님 이하 연구생 여러분께 감사드립니다.

### 참 고 문 헌

1. 권영호, "고강도 철근콘크리트 보의 전단거동에 관한 연구," 한양대학교 학위논문집, 1990년 6월
2. 최창식, "철근콘크리트 보의 전단저항 메카니즘에 관한 연구," 한양대학교 학위논문집, 1986년 12월
3. 박기철, 정현수, "고강도 철근콘크리트 보의 전단 종국식 제안", 콘크리트학회 추계 발표논문집, 1991, pp.59~64.
4. 김진근, 박연동, "주철근비에 따른 고강도 철근콘크리트 보의 전단강도 특성", 한국콘크리트학회 춘계학술발표회, 제 4권 1호, 1992. 5, pp.131 ~ 136.
5. ACI 318-89, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", A. C. I. ,Detroit, 1989
6. Ashraf H. Elzanaty, Arthur H. Nilson, Floid O. Slate, "Shear Capacity of Reinforcement Concrete Beams Using High-Strength Concrete", ACI Jr., Proceedings Vol.83, No.2, Mar. -Apr., 1986, pp.290~296.
7. Andrew G. Mphonde, Gregory C. Frantz, "Shear Test of High and Low Strength Concrete Members", ACI Jr., Proceedings Vol.81, No.4, July-Aug., 1984, pp. 350~357.
8. Suiab H. Ahmad, A. R. Khaloo, and A. Poveda, "Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams", ACI Jr., Proceedings Vol. 83. , No. 32, Mar. -Apr., 1986, pp. 297~305.
9. Zsutty, T.C., "Shear Strenth Prediction for Seperate Categories of Simple Beam Tests", ACI Jr., Proceedings Vol.68., No. 2, Feb., 1977, pp.139~143.
10. E. Thorenfeldt and G. Drangsholt, "Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Beams", ACI SP 121-8, pp. 129~153.
11. Michael D. Kotsovos, "Behavior of Reinforced Concrete Beams with a Shear Span to Depth between 1. 0 and 2.5," ACI St. Jr. May-jun, 1984, pp.279~286.
12. Kani, G. N. J., "How Safe are our large Reinforced Concrete Beams?", ACI St. Jr., March, 1967, pp.128~141.
13. Kani, G. N. J., "The Riddle of Shear Failure and its Solusion", ACI St. Jr. Proceedings Vol. 61, No.4, Apr. 1964, pp.441~467.
14. Kani, G. N. J. "Basic Facts Concerning Shear Failure", ACI Jr., Proceedings Vol. 63, No. 6, Apr. -June, 1966, pp.675~692
15. Manuel, Robert F. ; Slight Bruce W. ; And Suter, Gerhard T., "Deep Beamby Length and Shear Variations", ACI, Proceedings Vol. 68, No.12
16. Bazant, Zdenek P., and Kim, Jin-Keun, "Size-Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams", ACI Jr., Proceedings Vol. 81, No. 5, Sept. -Oct., 1984, pp.45
17. Bersler, B. and Scordelis, A. C., "Shear Strength of R. C. Beams," ACI Jr., Proceedings Vol. 60, No.1, Jan., 1963, PP.5
18. H. Tagagi and Y. Kanoh, "Use of Super High-Strength Rebars as Webreinforcements", ACI SP-128, Vol. II, 1991, pp. 1409~1057.

(접수일자 : 1992.12. 1)