

철근콘크리트보의 스테럽 효과에 관한 실험적 연구

An Experimental Study on the Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams

이 영 재* 이 윤 영**
Lee, Young-Jae Lee, Yoon-Young

Abstract

The main objective of this study is to investigate the behavior of NSC and HSC beams with stirrups. Main variables were the concrete compressive strength and amount of vertical stirrups. A total of 24 beams was tested; 4 beams without web reinforcement and 20 beams with web reinforcement in the form of vertical stirrups. Main variables were 2 different compressive strengths of concrete of 26.9MPa and 63.5MPa, 5 different spacing of stirrups of 200, 150, 120, 100 and 90mm. Therefore, the results were compared with the strengths predicted by the equations of ACI code 318-99 and other researchers. The shear reinforcement ratio, where the test beams were failed simultaneously under flexure and shear, were $0.63 \rho_{vmax}$ for NSC beams and $0.53 \rho_{vmax}$ for HSC beams, respectively. The ACI code equation was found to be very conservative for shear design.

요 지

본 연구에서는 콘크리트 보의 전단거동에서 콘크리트 압축강도가 스테럽 유효성에 미치는 영향을 실험적으로 연구하였다. 전단파괴와 휨파괴가 동시에 일어나는 경계점은 대략 $S=150\text{mm}$ 부근으로 예상되며, 이때 전단철근비는 보통강도 콘크리트보에서는 $0.63 \rho_{vmax}$ 이고, 고강도 콘크리트보에서는 $0.53 \rho_{vmax}$ 로서 ACI 전단 설계 산정식은 매우 안전측이라고 판단된다.

Keywords : Shear behavior, stirrup effectiveness, NSC(normal strength concrete) beams, HSC(high strength concrete) beams

핵심 용어 : 전단거동, 스테럽의 효과, 보통콘크리트보, 고강도콘크리트보

* 정회원, 국립 상주대학교 이공학부 토목공학과 교수, 공학박사
** 국립 상주대학교 이공학부 토목공학과 겸임교수, 공학박사

E-mail : yjlee@sangju.ac.kr 011-535-3161

• 본 논문에 대한 토의를 2005년 3월 31일까지 학회로 보내 주시면 2005년 7월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

1. 서론

철근콘크리트보의 전단거동은 수십년에 걸친 많은 연구에도 불구하고 아직까지 명확하게 규명되지 못하고 있다.

전단거동은 휨거동에 비해서 여러 가지 변수들에 의해 더욱 복잡하고, 이론으로 규명하기 곤란한 인자를 포함하고 있으므로, 현재 각국에서 사용하고 있는 전단설계 기준식은 주로 실험에 의하여 유도된 식들이다. 또한, 고강도 콘크리트는 재료 역학적으로 취성적인 성질을 가지고 있으며, 파괴시 골재를 가로지르는 균열면의 매끄러움으로 인하여 사인장균열 이후의 보 유강도가 감소한다고 알려져 있다.⁽¹⁾⁻⁽³⁾

현재 ACI318-99의 전단기준식⁽⁴⁾은 콘크리트 압축강도가 비교적 낮은 14~41MPa 범위의 콘크리트를 사용하여 수립된 실험식으로서, 압축강도 41MPa를 넘는 고강도 콘크리트를 사용한 철근콘크리트 보의 경우에는 이 기준식을 적용함에 많은 문제점을 내포하고 있다. 전단기준식에서 전단강도에 영향을 미치는 주인자인 콘크리트 압축강도, 주철근비, 전단스팬비에 대한 평가가 ACI 전단 설계식의 불합리함을 지적하고 있으며,⁽³⁾⁽⁵⁾⁽⁶⁾ 또한, 1982년에 Mphonde와 Frantz⁽²⁾는 콘크리트의 압축강도가 81.4MPa까지 스테럽에 의한 추가 전단내력은 콘크리트의 압축강도에 관계없이 일정하다고 보고하였다. 그 이후 Elzanaty와 Nilson⁽³⁾의 실험결과에 따르면 추가 전단내력은 콘크리트의 압축강도가 증가함에 따라 증가하는 것으로 나타나 이에 대한 보다 많은 연구가 수행되어야 할 것이다.

본 연구에서는 전단철근이 있는 고강도 및 보통강도 콘크리트보의 전단거동에 미치는 영향에 대하여 실험적으로 규명하고자 하였다.

2. 실험

2.1 실험 개요

이 연구에서는 전단철근비와 콘크리트의 압축강도를 주요 변수로 보통강도 콘크리트 보와 고강도 콘크리트 보의 전단 거동에 관한 실험을 수행하였고, 전단스팬

깊이비는 3.0으로 고정하였다. 그리고, 보의 전단 거동에 관한 실험에 앞서 콘크리트와 철근의 재료 상수를 가정하여 실험 계획을 수립하였으며, 이를 이용하여 보를 제작하였고, 재료 상수 값은 별도의 실험을 통하여 결정하였다.

2.2 실험 계획

콘크리트의 압축강도와 철근의 항복강도는 가정하여 Table 1과 같이 가정하여 실험 계획을 수립하였으며, 시험체의 단면은 300×600mm로 설계하였고, 콘크리트의 압축강도는 보통강도콘크리트에서 24.52MPa, 고강도 콘크리트에서 68.67MPa 그리고, 스테럽과 축방향 철근의 항복강도는 392.4MPa으로 가정을 하였다.

고강도 콘크리트보에 대하여 전단철근비와 주철근비는 먼저 결정하였는데, 인장 철근비는 평형 철근비의 44.7%에 해당되고, 전단철근의 간격은 ACI에서 규정하는 보의 전단설계방법으로 스테럽을 배근하였다. 주어진 단면에서 전단철근비(ρ_{vmax})는 식 (1)에서 식 (3)으로 유도하여 결정 하였다.

$$V_s = \frac{\Phi_f M_n}{\Phi_s a} - V_c \quad (1)$$

$$S_{max} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (2)$$

$$\rho_{vmax} = \frac{A_v}{bs_{max}} \quad (3)$$

여기서,

Φ_s : 전단에 대한 감소계수

Φ_f : 휨에 대한 감소계수

V_c : 콘크리트가 부담하는 전단강도

(ACI 기준식으로 계산)

V_s : 전단철근이 부담하는 전단강도

A_v : 전단철근의 단면적

f_y : 철근의 항복응력

d : 보의 유효높이

a/d : 전단스팬깊이비

M_n : 보의 공칭 휨모멘트

S_{max} : 최대 스테럽의 간격

식 (2)에서 결정한 스테럽의 간격 S_{max} 를 기준으로 전단철근의 간격을 산정하여, 전단 철근비는 식(3)과 같이 계산되었고 결과는 Table 1과 같다.

보통강도 콘크리트 보에 있어서는 고강도 콘크리트 보와 동일한 S_{max} 를 가지도록 단면 설계 하였고, 인장철근비는 평형철근비의 66%에 해당하며 그에 따른 결과 보통강도 콘크리트보에서는 압축철근을 고강도 콘크리트보 보다 많이 배근 하였다.

시험체의 단면 형태는 Fig. 1과 같고 고강도 콘크리트보에서는 이형철근 D10을 상부에 2개를 배근 하였는데, 이는 단면의 휨 능력을 증가시키기 위한 것이 아니라 스테럽 배근이 용이하도록 배치한 것이다. 그

리고, 인장부에는 D25를 2단으로 각각 4개씩 총 8개를 배치하였다. 보통강도 시험보에서는 단면 형태는 고강도 시험보와 동일한 S_{max} 를 가지도록 하기 위하여 압축철근 D22가 3개 배근된 복철근보로 제작하였으며 또한, 인장부의 하단에 D25 4개, 상단에는 D22 4개를 각각 배치하였다.

스테럽의 배근과 철근의 변형도를 측정하기 위한 게이지의 부착위치는 Fig. 2에 나타난 바와 같이 인장철근의 변형도를 측정하기 위하여 보의 중앙부와 전단구간의 중앙에 철근 게이지를 상단철근과 하단철근에 각각 1개씩 부착하고, 스테럽에 있어서는 중간부분에 게이지를 부착하여 사인장 균열이 발생할 수 있는 위치라고 판단되는 부근의 스테럽에 게이지를 부착하였다. 또한, 보의 중앙을 중심으로 한쪽면의 스테럽 게이지가 보의 앞면과 뒷면에 위치하도록 게이지를 부착시킨 위치에 스테럽을 배근 하였다.

Table 1 Final specimen details

specimen NO.	section(mm)		depth	fck(MPa)	a/d	$\rho_v = A_v / bs$	reinforcement ratio	steel spacing (mm)
	b	h						
NSC-20-1	300	600	521.8	24.5	3.0	0.50	0.008	200
NSC-20-2	300	600	521.8	24.5	3.0	0.50	0.008	200
NSC-15-1	300	600	521.8	24.5	3.0	0.67	0.008	150
NSC-15-2	300	600	521.8	24.5	3.0	0.67	0.008	150
NSC-12-1	300	600	521.8	24.5	3.0	0.83	0.008	120
NSC-12-2	300	600	521.8	24.5	3.0	0.83	0.008	120
NSC-10-1	300	600	521.8	24.5	3.0	1.00	0.008	100
NSC-10-2	300	600	521.8	24.5	3.0	1.00	0.008	100
NSC-9-1	300	600	521.8	24.5	3.0	1.11	0.008	90
NSC-9-2	300	600	521.8	24.5	3.0	1.11	0.008	90
HSC-∞-1	300	600	517.1	68.7	3.0	0.00	0.001	∞
HSC-∞-2	300	600	517.1	68.7	3.0	0.00	0.001	∞
HSC-20-1	300	600	517.1	68.7	3.0	0.50	0.001	200
HSC-20-2	300	600	517.1	68.7	3.0	0.50	0.001	200
HSC-15-1	300	600	517.1	68.7	3.0	0.67	0.001	150
HSC-15-2	300	600	517.1	68.7	3.0	0.67	0.001	150
HSC-12-1	300	600	517.1	68.7	3.0	0.83	0.001	120
HSC-12-2	300	600	517.1	68.7	3.0	0.83	0.001	120
HSC-10-1	300	600	517.1	68.7	3.0	1.00	0.001	100
HSC-10-2	300	600	517.1	68.7	3.0	1.00	0.001	100
HSC-9-1	300	600	517.1	68.7	3.0	1.11	0.001	90
HSC-9-2	300	600	517.1	68.7	3.0	1.11	0.001	90

*주 : NSC(Normal Strength Concrete) : 보통강도 시험보(24.52 MPa),

HSC(High Strength Concrete : 고강도 시험보(68.67MPa)

20, 15, 12, 10, 9, ∞ : 스테럽의 간격,

1, 2 : 시험체의 갯수에 따른 번호

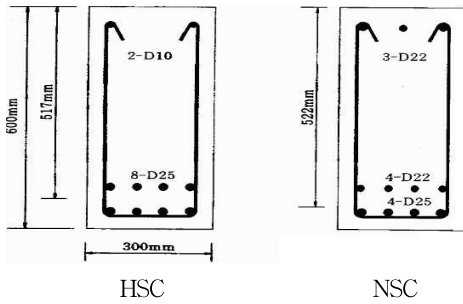
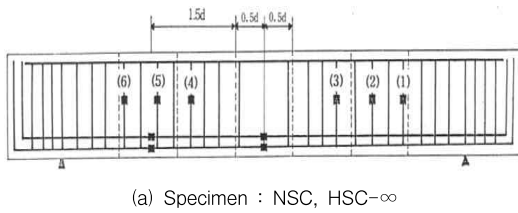
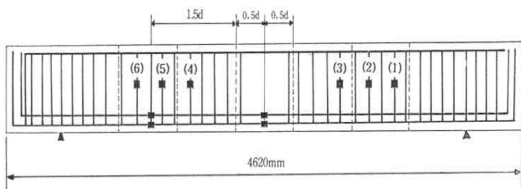


Fig. 1 Cross sections with stirrups



(a) Specimen : NSC, HSC-∞



(b) Specimen : NSC, HSC-20
Fig. 2 Details of reinforcement of beams

3. 실험 결과 및 고찰

3.1 보의 전단 및 휨 거동

3.1.1 파괴양상

Fig. 3과 Fig. 4는 보통강도 콘크리트보와 고강도 콘크리트보의 균열 진전 양상을 스티럽의 간격별로 각각 나타낸 것이다. Fig. 3과 Fig. 4에서 볼 수 있는 바와 같이 보통강도 콘크리트보와 고강도 콘크리트보에 관계없이 스티럽간격이 줄어들수록 균열은 복잡한 양상을 띠고 주균열의 간격이 줄어들며 균열수가 증가하는 경향을 보였고, 주 균열을 연결하는 또다른 균열들이 많이 발생하였다. 그런데, 스티럽이 없는 콘크리트보에서는 휨균열의 간격이 매우 넓고 주 균열의 수도 매우 적은 것으로 나타났으며, 사인장균열이 발생

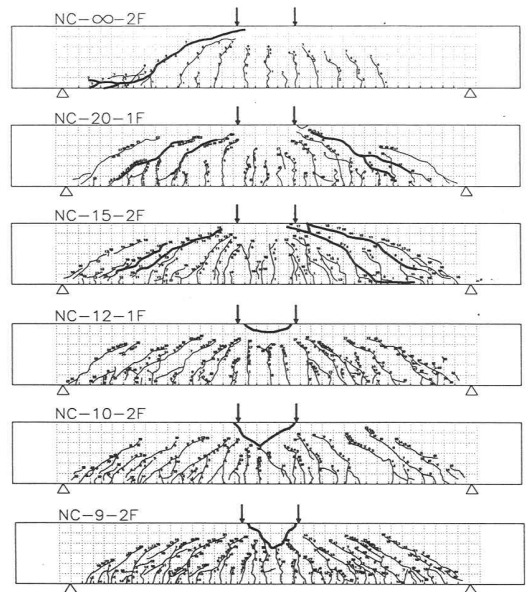


Fig. 3 Crack patterns of NSC beams

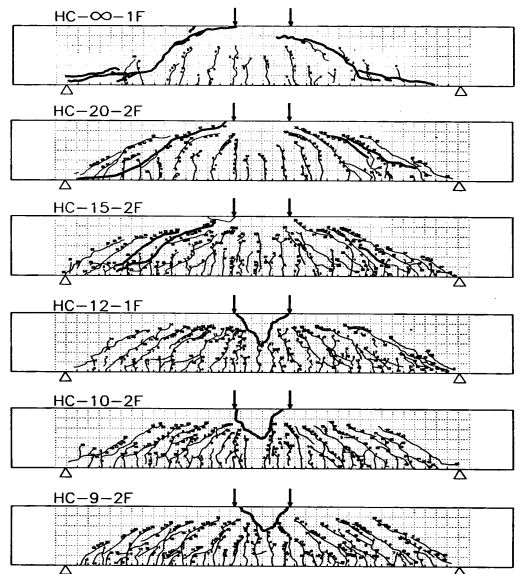


Fig. 4 Crack patterns of HSC beams

한 직후에 바로 보가 파괴되는 것을 관찰할 수 있었다. 이러한 사인장균열은 휨균열 끝에서 발달하여 하중 재하점을 향하는 급격한 전단 파괴로 인하여 사인장균열 끝에서는 주 철근을 따라 균열이 진행된 형태

를 보였으나, 스테럽이 배근된 콘크리트보에서는 뚜렷한 사인장균열이 발생한 이후에도 스테럽이 전단력에 저항하는 이유로 상당한 하중을 받은 후에 파괴되는 것을 알 수 있었다.

최대 하중 상태에서 균열 진전 형태를 살펴보면 휨 구간과 전단구간에서의 균열 진전 형태는 스테럽의 간격에 영향을 받는 것을 알 수 있었고, 스테럽이 없는 콘크리트보에서는 대체적으로 하중 재하점 아래에서의 주균열의 높이가 가장 높음을 알 수 있다. 또한, 지점으로 갈수록 급격하게 균열진전 깊이가 감소함을 알 수 있었다. 그리고, 스테럽의 간격이 200, 150mm인 경우에 순수 휨구간에서는 콘크리트의 압축력으로 인하여 주균열이 전단 구간에 비하여 상대적으로 작게 진전되는 것이 보였다. 그 결과 순수 휨 구간에서의 중립축의 깊이는 보의 압축 연단에서 볼 때 매우 깊고, 이로 인하여 인장철근의 인장 변형도가 크지 않을 것이라는 것을 유추할 수 있으나 이러한 현상은 스테럽의 간격이 줄어들수록 나타나지 않았다. 또한, 전단 구간과 휨구간에서의 주균열의 높이는 거의 일정한 것으로 보였고, 중립축의 높이도 감소함을 알 수 있는데, 이러한 현상은 스테럽에 의한 효과라고 판단된다.

동일한 스테럽 간격 하에서 고강도 콘크리트보와 보통강도 콘크리트보의 균열 양상을 비교해 보면 고강도 콘크리트보에서 조금 더 많이 발생하거나 비슷하게 균열이 발생 하였다. 또한, 스테럽 간격에 따른 콘크리트보의 파괴 형태는 보통강도 콘크리트보와 고강도 콘크리트보에 관계없이 스테럽이 배근되지 않은 경우와 스테럽 간격이 200mm인 경우에는 Fig. 3과 Fig. 4에서 볼 수 있는 바와 같이 전형적인 전단파괴 형상이 나타났다.

일반적으로 압축철근과 스테럽이 배근 되지 않은 보에서의 전단파괴는 파괴이후 사인장균열면을 관찰할 수 있을 정도로 균열이 넓어지지만 이 연구에서는 스테럽이 없는 보에서도 압축철근의 배근으로 인하여 사인장균열을 관찰하지 못했다.

3.1.2 콘크리트 보의 하중-처짐 곡선

보통강도 콘크리트보와 고강도 콘크리트보의 하중-

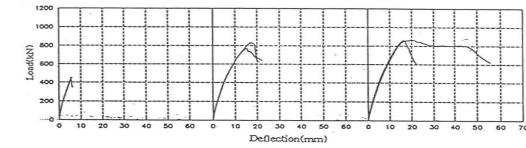
처짐 곡선은 각각 Fig. 5와 Fig. 6과 같이 나타났으며, 콘크리트의 압축강도에 관계없이 스테럽이 배근되지 않은 경우와 스테럽의 간격이 200mm간격으로 배근된 전 시험체 및 150mm인 경우에 전단파괴를 나타낸 시험체에서는 급격한 파괴로 인한 하강부분의 곡선은 얻을 수 없었다. 그리고, 최대하중의 값은 이들 전단파괴된 보에서 작게 나타났었고 각각에 대한 값들은 Table 2와 같이 나타났다.

그 결과 보의 전단파괴는 단면 휨내력에 미치지 못하는 결과를 초래하고, 부재의 파괴시 연성이 없는 거동을 나타내는 바람직하지 못한 거동이지만 스테럽의 간격이 120, 100 및 90mm인 모든 시험체에서는 휨 파괴를 나타냈었는데 안정적인 하강곡선을 얻을 수 있었다. 보통강도 콘크리트보에서는 최대하중 이후에 점진적인 하강곡선이 나타 나었고, 대략 800kN에서 보의 실제적인 파괴가 보였다. 부재의 파괴시 연성이 없는 거동을 나타내는 것이 바람직하지 못한 거동이지만 스테럽의 간격이 120, 100 및 90mm인 모든 시험체에서는 휨파괴를 나타냈었는데 안정적인 하강곡선을 얻을 수 있었다.

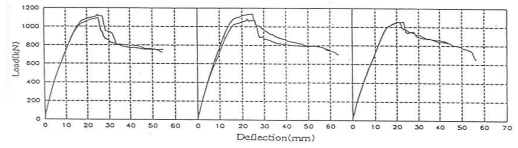
보통강도 콘크리트보에서는 최대하중 이 후에 점진적인 하강곡선이 나타났었고, 대략 800kN에서 보의 실제적인 파괴가 나타났으며 그 이후에 급격하게 하중이 감소함을 알 수 있었다.

고강도 콘크리트보에서 휨파괴가 발생하더라도 취성적인성질에 기인하여 급격한 하강곡선이 나타났으며, 그 이후에 다시 수평으로 구부러지는 형태를 보였다. 특히, 고강도 콘크리트보 에서의 하강곡선은 휨파괴시 스테럽의 간격에 영향을 받는 것으로 보였고, 스테럽의 간격이 150mm인 휨파괴를 나타낸 보에서는 다른 시험체보다 더 갑작스런 하강곡선을 보였는데, 이것은 수평으로 구부러지는 변곡점에서의 하중도 가장 작음을 알 수가 있다.

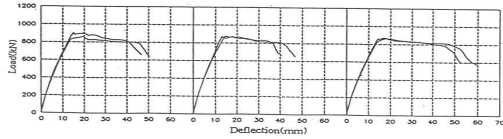
또한, 보통강도와 고강도 콘크리트보에서 상승부분의 하중-처짐곡선을 비교해 볼 때, 동일한 처짐에서 고강도 콘크리트 보의 하중이 더 큼을 알 수 있는데, 이는 콘크리트의 탄성계수가 고강도 콘크리트보에서 더 크며, 이로 인하여 단면 휨강성이 커지는데 기인한 것으로 판단된다.



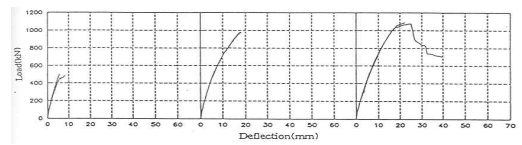
(a) $s=\infty$ (b) $s=200\text{mm}$ (c) $s=150\text{mm}$



(a) $s=\infty$ (b) $s=200\text{mm}$ (c) $s=150\text{mm}$



(a) $s=120\text{mm}$ (b) $s=100\text{mm}$ (c) $s=90\text{mm}$



(a) $s=120\text{mm}$ (b) $s=100\text{mm}$ (c) $s=90\text{mm}$

Fig. 5 Load-deflection curves of NSC

Fig. 6 Load-deflection curves of HSC

Table 2 Test results

specimen no.	failure mode	measured ultimate moment (kN-m)	$\frac{M_n(test)}{M_n(ACI)^*}$	measured shear strength		rfy ($= \frac{A_v f_y}{bs}$) (MPa)	$\frac{M_n(test)}{M_n(ACI)^*}$
				(kN)	(MPa)		
NSC-∞-1	shear	351.4	0.52	224.4	1.42	0	1.49
NSC-∞-2	shear	330.6	0.49	211.1	1.36	0	1.43
NSC-20-1	shear	599.4	0.83	382.8	2.44	0.96	1.39
NSC-20-2	shear	649.9	0.97	415.5	2.63	0.95	1.41
NSC-15-1	flexure	675.8	1.01	431.5	2.78	1.28	1.23
NSC-15-2	shear	669.8	1.00	427.7	2.73	1.29	1.22
NSC-12-1	flexure	667.8	1.02	426.4	2.85	1.63	1.10
NSC-12-2	flexure	703.5	1.04	499.2	2.90	1.62	1.12
NSC-10-1	flexure	681.7	1.03	435.3	2.81	1.93	0.97
NSC-10-2	flexure	679.7	1.01	434.0	2.80	1.94	0.97
NSC-9-1	flexure	673.7	1.02	430.2	2.82	2.16	0.91
NSC-9-2	flexure	677.7	1.02	432.8	2.83	2.18	0.90
HSC-∞-1	shear	376.0	0.45	242.4	1.59	0	1.12
HSC-∞-2	shear	385.9	0.45	248.8	1.62	0	1.15
HSC-20-1	shear	758.7	0.88	489.2	3.12	0.97	1.32
HSC-20-2	shear	761.5	0.88	491.1	3.11	0.97	1.32
HSC-15-1	flexure	836.8	0.99	539.5	3.51	1.31	1.30
HSC-15-2	shear	845.3	0.98	545.5	3.49	1.30	1.28
HSC-12-1	flexure	874.0	1.02	563.5	3.62	1.63	1.19
HSC-12-2	flexure	851.5	1.02	549.0	3.63	1.63	1.19
HSC-10-1	flexure	882.5	1.01	569.0	3.60	1.96	1.08
HSC-10-2	flexure	841.4	0.99	542.5	3.55	1.97	1.05
HSC-9-1	flexure	819.7	0.97	528.5	3.45	2.17	0.96
HSC-9-2	flexure	818.9	0.98	528.0	3.49	2.18	0.97

3.1.3 콘크리트보의 주철근 및 스테럽의 변형도

휨구간과 전단 구간에서의 주철근의 변형도와 스테럽의 변형도를 스테럽의 간격에 따라 나타낸 것이 Fig. 7(a)~(c)이다.

Fig. 7(a)~(c)에서 주철근의 변형도는 그 배근 위치에 따라 서로 다른 변형도를 가짐을 알 수 있었고, 2단으로 배근된 주철근에서 상부철근의 변형도는 동일한 하중 하에서 하부 철근보다 작았다.

이는 보의 깊이에 따른 변형도 적합 조건에 기인하기 때문이다. Fig. 7(a)에서 보통강도와 고강도 콘크리트보에 관계없이 스테럽이 없는 콘크리트보에서는 최대 하중에 도달한 휨 구간에서의 주철근이 항복하지 않았고, 매우 작은 인장변형도를 보였으며, 파괴시까지 전단 구간에서의 주근 변형도는 휨 구간에서의 주근 변형도 보다도 작았음을 알 수 있었다. 이는 전단 구간에서 휨모멘트가 작기 때문이라 판단되며 그 결과 전단구간에서는 순수 휨 구간에서 보다 균열이 늦게 발생되기 때문에 하중-변형도 관계에서 비선형을 나타내는 하중이 크음을 알 수 있었다.

Fig. 7(b)에서 스테럽의 간격이 200mm인 콘크리트보는 전단 파괴임에도 불구하고 순수 휨구간의 하부 철근이 항복한 것을 알 수 있으며, 2단으로 배근된 철근에서 하부철근이 항복하더라도 곧바로 인장변형도가 크게 증가하지 않음을 알 수가 있었다. 또한, 하중이 커짐에 따라 하부철근과 상부철근의 변형도 값의 차이가 커짐을 알 수가 있었는데 이는 콘크리트에 균열이 발생되어 중립축이 상승하기 때문이라 판단된다. 전단 구간에서의 주근 변형도는 휨 구간에서의 주철근 변형도보다 동일한 하중 하에서 작은 것으로 나타났었는데, 스테럽의 변형도는 최대하중 시에 큰 값을 가짐을 알 수가 있다. 그런데, 낮은 하중 단계에서는 스테럽의 변형도가 거의 없으며, Fig. 7에서 나타내지 않았지만 실제로 매우 작은 압축변형도(100 이하)를 나타내는 것으로 실험시 관측되었고, 이후 전단구간에서 균열이 발생한 이후에 인장 변형도를 보였다. 또한, 스테럽이 이러한 인장 변형도를 나타내는 하중은 전단 구간에서의 주근의 인장 변형도가 비선형성을 나타내는 하중과 거의 일치함을 Fig. 7에서 알 수가 있으며,

또한, 스테럽의 변형도는 측정부위에서 모두 다르게 보였는데, 이는 사인장 균열의 분포와 관계가 있기 때문이라 판단된다.

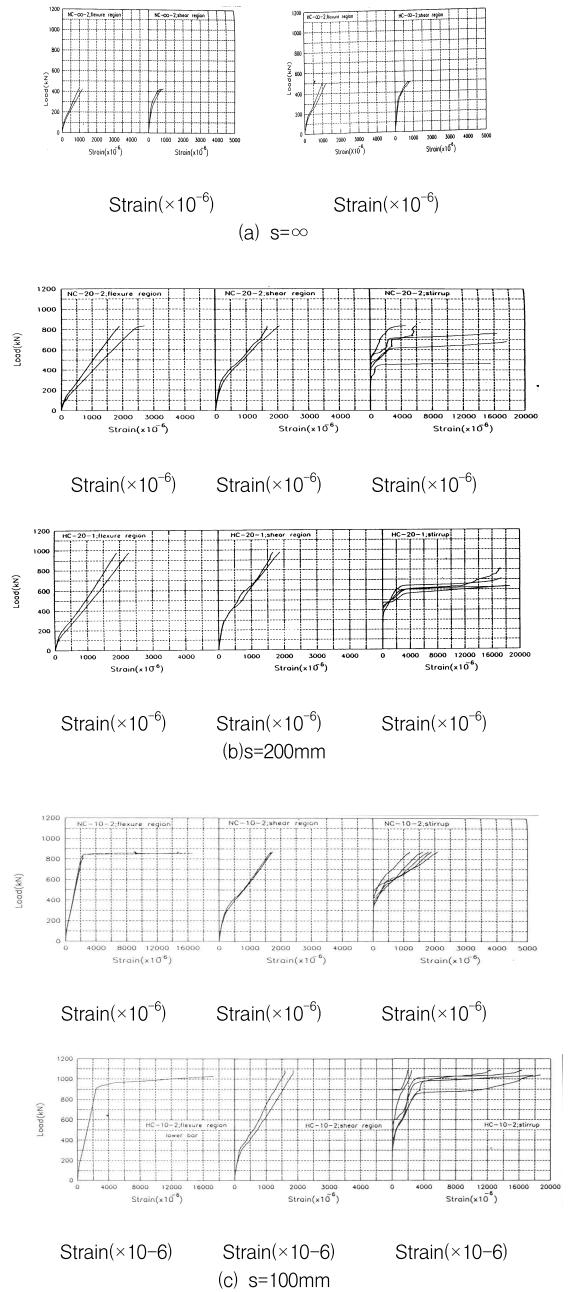


Fig. 7 Strain of Reinforcements

Fig. 7(a)~(c)에서 순수 휨 구간에서의 주철근은 모두 항복하고 큰 인장 변형도가 나타났으나 전단구간에서의 주철근은 항복하지 않는 것이며 이러한 현상은 고강도와 보통강도 콘크리트보에 관계없이 나타났고, 스테럽의 인장변형도는 콘크리트의 압축강도 수준에 크게 영향을 받는 것으로 보였다. 또한, 보통강도 콘크리트 보에서의 스테럽은 거의 항복하지 않은 것으로 보였으나 고강도 콘크리트 보에서는 측정된 스테럽 모두 항복하였다. 이는 스테럽의 전단강도($r_f y$)이 크게 설계된 보통강도 콘크리트보에서는 실제로 이러한 전단강도를 모두 사용하지 못한 것으로 판단된다.

3.2 주요 변수에 따른 보의 전단강도

3.2.1 스테럽 전단강도

Fig. 8에서 스테럽의 전단강도($r_f y$)에 나타난 보통강도 및 고강도 콘크리트보의 측정 전단강도 값은 전단파괴와 휨파괴에 관계없음을 보였다. 스테럽의 공칭강도가 약 1.63MPa일 때 보의 전단강도가 가장 큰 것으로 나타났는데 이때의 스테럽의 간격은 120mm로서 휨파괴를 보였고 전단강도가 떨어지는 경향은 고강도 콘크리트보에서 더욱 두드러졌다.

또한, 고강도 콘크리트보에서 스테럽 공칭강도가 증가함에 따라 보의 강도 증가율이 큰 것으로 보아 스테럽의 효과가 고강도 콘크리트보에서 더욱 유효하다고 판단된다.

Table 3에서 압축강도 20.7MPa에서 $\rho_u / \rho_{u\max}$ ACI 값이 0.56에도 $ACI^{(4)}$ 기준식이 예측하는 휨강도에 도달

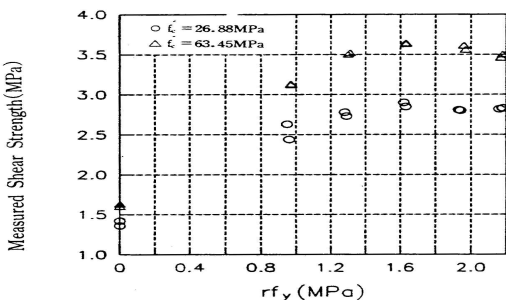


Fig. 8 Shear strength with $r_f y$

Table 3 Stirrup effectiveness factor

f_c (MPa)	$r_f y$ (MPa)	V_c (MPa)	V_u (MPa)	K
26.88	0.96	1.39	2.54	1.20
	1.29	1.39	2.73	1.04
63.45	0.97	1.61	3.12	1.56
	1.31	1.61	3.50	1.44

Table 4 Test results by elzanatyetal⁽³⁾

specimen	f_c (MPa)	a/d	p	$r_f y$	$\frac{M_u(test)}{M_u(ACI)}$	$\frac{\rho_u}{\rho_{u\max}(ACI)}$
f12	20.7	4.0	0.025	0	0.59	0
G6	20.7	4.0	0.025	0.65	0.87	0.56
f14	40.0	4.0	0.025	0	0.58	0
G5	40.0	4.0	0.025	0.65	1.03	0.49
f10	65.5	4.0	0.033	0	0.51	0
G4	62.7	4.0	0.033	0.65	1.00	0.34

하지 못한 것으로 나타났지만, 압축강도 62.7MPa에서는 이 값이 0.34 임에도 휨 강도에 도달함을 알 수 있었고 이는 고강도 콘크리트보에서 스테럽의 유효성이 보통강도 콘크리트 보 보다 더욱 증진되는 것으로 판단된다.

3.2.2 콘크리트의 압축강도

Fig. 9에서 콘크리트의 압축강도에 대한 보의 전단강도를 보여 주고 있으며, 또한, 이 연구에서 고강도 콘크리트 보의 주철근 비가 보통강도 콘크리트보 보다 조금 클지라도 압축강도가 증가함에 따라서 전단강도도 증가하는 경향을 보였다. 더욱이 이러한 증가량은 스테럽의 배근량이 증가할수록 증가하는 경향을 가지는 것으로 나타났다.

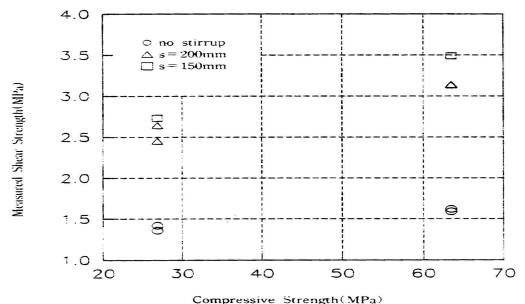


Fig. 9 Shear strength with compressive strength

기존의 연구자는 주로 철근 콘크리트보의 전단강도를 정확하게 예측하기위한 것이었고, ACI⁽⁴⁾ 기준식과 더불어 보의 전단강도를 예측하는 대표적인 모델식으로 Zsutty⁽¹¹⁾식 및 크기효과를 고려한 박연동⁽¹⁰⁾식과 스테럽의 효과를 고려해준 Mphonde와 Frantz⁽²⁾식이 있다.

Fig. 10에서 스테럽의 유무에 관계없이 전반적으로 ACI⁽⁴⁾ 기준식 보다 실험치가 안전측에 있음을 보여준다. 고강도 콘크리트보의 경우, 전단철근이 없는 경우에는 박연동의 제안식이 가장 근접하였고, 스테럽의 간격이 150, 200mm인 경우에는 Mphonde와 Frantz 제안식에 근접하는 것을 알 수 있다.

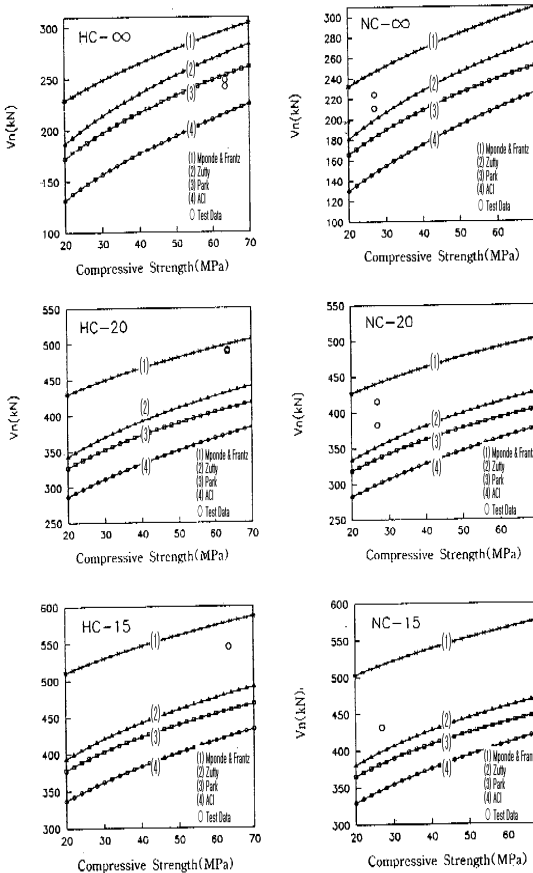


Fig. 10 Comparisons of test data to model of predicted compressive strength

3.2.3 전단 스팬비

Fig. 11은 기존의 제안식 들의 실험 치와 본 연구의 실험치를 a/d의 변수로 비교 하였고, Fig. 12에서 보통강도 콘크리트보와 고강도 콘크리트보의 실험치 모두 ACI⁽⁴⁾ 기준식에 대해서 안전측인 것으로 나타났다.

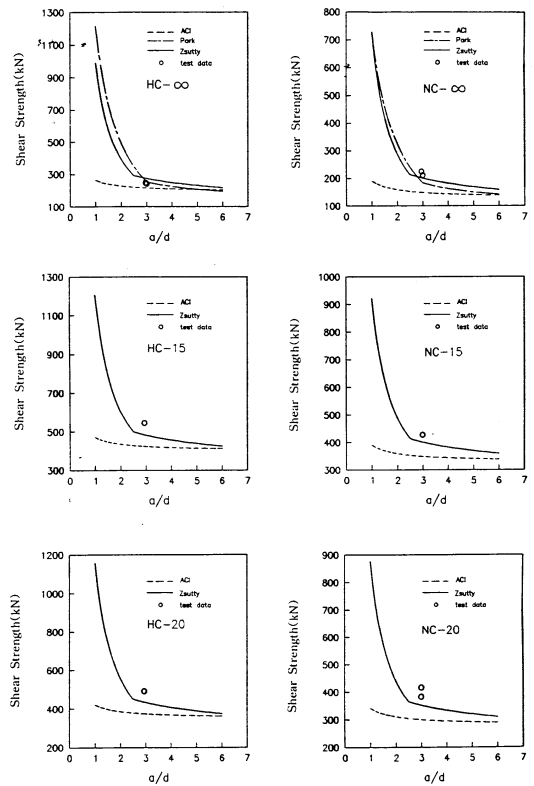


Fig. 11 Comparisons of test data to model of predicted shear strength

Fig. 12는 전단철근이 없는 경우에 대한 결과치를 Ahmad⁽⁵⁾, 박연동⁽¹⁰⁾의 실험치와 비교하여 전단 스팬비에 따른 전단강도의 양상을 나타냈다. Kami⁽¹²⁾에 의하면 전단 스팬비 2.5~3.0 사이에서 전단파괴가 가장 예민한 것으로 보고되어 있으므로 이 연구에서는 a/d를 3.0으로 고정하였기 때문에 전체적인 경향을 볼 수 없으나, 전단스팬비가 약 3.0일 경우에 비교한 기존의 실험들과 비슷한 강도를 보였다.

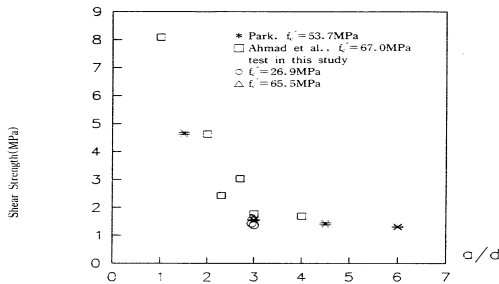


Fig. 12 Shear strength with a/d

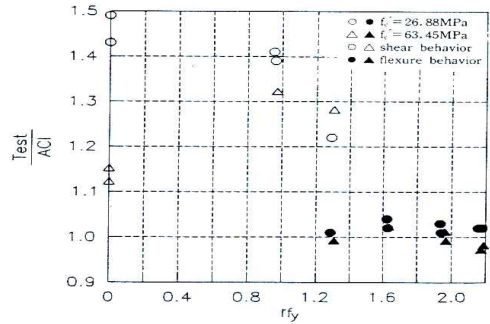


Fig. 13 Relations of test/ACI with rfy

3.2.4 ACI기준식에 대한 전단 및 휨의 안전율

Fig. 13에서 알 수 있듯이 전단 거동인 경우에 대해서 ACI식에 대한 안전율을 비교해 볼 때 스테럽이 없을 경우 고강도 콘크리트보의 안전율은 보통강도 안전율보다 현저히 떨어지는 것으로 보인다. 그런데, 전단철근이 있는 경우에는 고강도 콘크리트 부재의 안전율은 스테럽이 배근되지 않는 경우보다 크게 상승하여 보통강도 콘크리트보의 안전율과 거의 일치함을 알 수 있다.

이는 고강도 콘크리트보에서 콘크리트에 의한 안전율의 감소를 스테럽이 보완해주기 때문인 것으로 판단되므로 고강도 콘크리트보에서의 스테럽의 효과가 보통강도 콘크리트보다 상대적으로 큰 것으로 판단된다.

본 연구 범위내에서 분석한 결과는 현재의 ACI 전단강도 예측식은 안전측임을 알 수 있으나, 스테럽이 없는 경우에는 콘크리트가 고강도화 됨에 따라 ACI식이 불안해질 수 있음을 시사하고 있다. 또한, Table 6에서 스테럽이 없는 경우에 측정된 휨 모멘트는 단면 휨내력(ACI 기준식)의 약 50%에 불과한 것을 보였고, 콘크리트의 압축강도 증가에 따라 감소하였다.

보통강도 및 고강도 콘크리트보 모두 스테럽의 간격이 150mm근처에서 전단과 휨 파괴가 동시에 발생 하였는데, 이 때의 전단 철근비는 보통 강도에서는 $0.63 \rho_{vmax}$, 고강도에서는 $0.53 \rho_{vmax}$ 으로 나타났다.

이는 ACI 전단설계 산정 식은 매우 안전측 이라고 판단된다.

4. 결론

전단철근이 배치된 고강도 및 보통강도 콘크리트보의 전단파괴 거동을 규명하기위한 대형 콘크리트보를 제작하여 전단실험을 실시한 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- 1) 고강도 콘크리트보에서는 휨파괴가 일어난 후 변형곡선이 급격히 하강 하였고, 이러한 상태는 스테럽의 간격이 넓을수록 크게 나타났으나, 보통 콘크리트보에서는 휨파괴 후 변형곡선이 점진적으로 하강한 상태를 보였다. 또한, 고강도 및 보통강도 콘크리트보에 관계없이 전단파괴는 급격한 취성파괴 현상이 발생한다.
- 2) 전단으로 파괴된 스테럽이 없는 콘크리트보는 단면 휨용력의 약 50%에서 부재의 파괴가 발생하였고, 이때 주철근의 인장변형도는 다른 휨 파괴 부재에 비하여 현저히 낮은 값으로 나타났다.
- 3) 스테럽이 없는 경우에는 보통강도 콘크리트보에서 가장 높은 안전율이 나타났으나, 고강도 콘크리트보에서는 안전율이 가장 낮게 나타났다. 또한, 스테럽이 있는 경우에는 스테럽의 간격이 좁아질수록 보통강도 콘크리트보는 안전율이 감소하였으나, 고강도 콘크리트보는 오히려 안전율이 증가된다.
- 4) 전단파괴와 휨파괴가 동시에 일어나는 경계점은 대략 $S=150\text{mm}$ 부근으로 예상되며, 이때 전단철근비는 보통강도 콘크리트보에서는 $0.63 \rho_{vmax}$ 이고, 고강도 콘크리트보에서는 $0.53 \rho_{vmax}$ 로서 ACI 전단설계 산정식은 매우 안전측이라고 판단된다.

참고문헌

1. Kwun, Y.H. 1990. The Evaluation of Shear Strength on High Strength Concrete Beam. Civil Engineering department Hanyang University : pp112.
2. Mphonde, A.G. and Frantz. G.C. 1984. Shear Tests of High and Low Strength Concrete Beams without Stirrups. ACI Journal. Proceedings 81(4): pp 350-357.
3. Elzanaty, A.H., Nilson A.H., and Slate F.O. 1986. Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High-Strength Concrete. ACI Journal : pp 291-293.
4. ACI Committee 318. 1999. Building Code Requirements for Reinforced Concrete(ACI318-99). Journal of the American Concrete Institute. Detroit : 353.
5. Ahmad, S.H., Khaloo A.R., and Poveda A. 1986. Shear Capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams. ACI Journal Proceedings 83(2) :pp 297-305.
6. Sarsam, K.F. and Al-Musawi. J.M.S. 1992. Shear Design of High and Normal Strength Concrete Beams with Web Reinforcement. ACI Structural Journal. 89(6) : pp 658-663.
7. ACI-ASCE Committee 326. 1962. Shear and Diagonal Tension. Part 2-Beams and Frames. ACI Journal. Proceedings 65(2) : pp 277-311.
8. Mphonde, A.G. and Frantz. G.C. 1984. Shear Strength of High Strength Reinforced Concrete Beams. Report CE84-157. University of Connecticut. Storrs : pp 260.
9. Morrow, J. and Viest. I.M. 1975. Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members without Web Reinforcement. ACI Journal : pp 833-869.
10. Park. Y.D. 1994. An Experimental study on the Proportioning of High-Strength Concrete, Civil Engineering department, Korea Advanced Institute of Science and Technology : pp 150.
11. Zsutty. T.C. 1998. Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data. ACI Journal. Proceedings 65(11) :pp 943-947.
12. Kani, G.N.J. 1996. Basic Facts Concerning Shear Failure. ACI Journal. Proceedings 63(6): pp 675-692.
13. Sin .S. W.1992. An Experimental Study on Shear Capacity of High-strength Concrete beams with Shear Span-Depth Ratio between 1.5 and 2.5 .Journal of the Korea Concrete Institute. VOL.4.NO.4, pp. 171-179
14. Yoon.Y.S,1994. Shear Behavior of R.C Beams according to Increase of Concrete Compressive Strength..Journal of the Korea Concrete Institute. VOL.6. NO.6 : pp.193-194
15. Kim, J.K., and Lee, T.G., "Failure Behavior of Reinforced Concrete Frames by the Combined Layered and Nonlayered Method," Computers and Structures, Vol.48. No.4, 1993 :pp.819-825.
16. Kim, J.K., and Park, Y.D., "Prediction of Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement," ACI Materials Journal, Vol.93.No.3,1996 : pp.213-222
17. Han, K.B., Kim, K.S., Lee, Y.J., and Park, S.K., "(2003) Analysis Method for PSC-Girder Bridge Beck Slab with Flexible Girders", Vol.7.No.5 : pp.515-524

(접수일자 : 2004년 10월 4일) (금행)