

스터럽간격과 인장철근비에 따른 고강도 콘크리트 보의 파괴거동

박훈규^{1)*} · 안영기¹⁾ · 장일영²⁾ · 최고일³⁾

¹⁾ (재)한국건설품질연구원 ²⁾ 금오공과대학교 ³⁾ 한국도로공사

(2001년 6월 18일 원고접수, 2003년 7월 15일 심사완료)

Flexural-Shear Behavior of Beam Members according to the Spacing of Stirrups and Tension Steel Ratio

Hoon-Gyu Park^{1)*}, Young-Ki An¹⁾, Il-Young Jang²⁾, and Goh-Il Choi³⁾

¹⁾ Korea Construction Quality Research Center, Sungnam, 461-161, Korea

²⁾ Dept. of Civil Engineering, Kumoh National University of Tech., Gumi, 730-701, Korea

³⁾ Korea Highway Corporation, Kangneung, 210-810, Korea

(Received June 18, 2001, Accepted July 15, 2003)

ABSTRACT

Existing tests results have shown that confining the concrete compression region with closed stirrups improves the ductility and load-carrying capacity of beams. However, only few researchers have attempted to utilize the beneficial effects of the presence of these stirrups in design.

This paper presents the result of experimental studies on the load-deflection behavior and the strengthening effect of laterally confined structural high-strength concrete beam members in which confinement stirrups have been introduced into the compression regions. Fifteen tests were conducted on full-scale beam specimens having concrete compressive strength of 41 MPa and 61 MPa. Different spacing of stirrups(0.25~1.0d) and amount of tension steel(0.55~0.7 ρ_b) as major variables were investigated.

And also, this study present an appropriate shear equation for decision of ultimate failure modes of high-strength concrete beams according to stirrup spacing. The equation is based on interaction between shear strength and displacement ductility. Prediction of failure mode from presented method and comparison with test results are also presented

Keywords : reinforced concrete, high-strength concrete, load, deflection, beam, spacing of stirrup, failure mode, shear

1. 서 론

현존하는 대부분의 철근 콘크리트 부재의 거동은 전단과 휨의 작용하에 있지만, 현행 설계방식은 전단과 휨거동을 분리해서 다루고 있다. 그러나 많은 기둥부재에 대한 연구 결과에서와 같이 보부재의 경우에도 적절한 전단보강근 설치는 보부재 휨 변형능력을 향상시키는 것으로 알려져 있으며^{1,2)} 일반적인 휨-전단 상호작용을 고려한 설계방식을 제시하기 위한 연구가 이루어지고 있다^{3,4)}. 이러한 연구에서 휨압축부를 조밀한 간격의 횡보강근으로 배근할 경우 휨부재의 강도 및 연성이 크게 향상됨을 보고

하고 있다. 이것은 휨구간내 횡보강근이 휨압축부에서 발생하는 콘크리트 팽창으로 인한 인장응력에 효과적으로 저항하기 때문이다. 이러한 연구를 배경으로 볼 때 적절한 스테럽보강은 부재의 전단파괴에서 휨파괴로 유도할 뿐만 아니라 변형능력, 즉 연성을 향상시킬 수 있음을 의미한다. 본 연구에서는 스테럽간격과 인장철근비에 따른 휨-전단 상호 작용에 의한 하중-변위 거동을 분석하여 특히 취성이 강한 고강도 콘크리트를 이용한 보부재의 내력과 변형능력을 극대화하기 위한 방안을 마련할 목적으로 전단스팬비 2.5와 4의 고강도 콘크리트 보에 대한 실험연구를 수행하였다.

또한, 본 연구의 실험결과를 토대로 기존의 전단내력식에 대한 검토를 통하여 보부재의 하중-변위 거동과 변위 증가에 따른 전단내력감소 모델을 중첩하여 스테럽간격에

* Corresponding author

Tel : 031-750-6713 Fax : 031-750-6790

E-mail : hgpark@kccqr.co.kr

다른 휨-전단 파괴형식을 비교적 간편하게 추정하기에 적합한 전단내력식을 제시하고자 한다.

2. 실험

2.1 실험개요

압축강도는 40, 60 MPa를 목표로 하였으며, 콘크리트 배합은 Table 1과 같다. 보부재 제원은 단면높이 26 cm (유효높이 $d=21$ cm), 폭 14 cm, 인장철근비(ρ_t)는 균형철근비(ρ_b)의 53 및 71%로 계획하였으며, 보 전 구간에 스티럽 간격(s)을 ACI규정⁵⁾의 50~200%정도인 5, 7, 10, 15, 20 cm (0.25~1.0 d)로 달리하여 배근하였다. 철근은 D10을 스티럽으로 사용하였으며 스티럽 위치고정을 위하여 직경 6 mm의 이형철선을 압축부에 설치하였다. 폐쇄스티럽은 90°표준갈고리로 제작하였다. 보부재 시험체 형상, 크기 및 배근에 대한 일례를 Fig. 1에 나타내었으며, 시험체 제원, 변동 인자 및 실험결과를 Table 2에 정리하였다.

모든 실험은 구조실험용 가력프레임을 이용하여 실시하였으며 하중은 1 MN용량의 로드셀(load cell)을 이용하여 측정하였다. 보 양단에 힌지를 설치하여 지지한 후 보 중앙부에 1점 재하 하였다. 가력방식은 예상되는 파괴하중의 1/3까지는 일정하게 하중을 증가시키는 하중조절방식, 이후부터는 시험체 중앙부에 설치된 LVDT의 처짐을 관찰하면서 변위조절방식으로 가력하였다. 하중이 재하되는 동안 보의 중앙부와 좌우 20 cm에 각 3개의 LVDT를 설치하여 보의 처짐을 측정하였다.

Table 1 Mix proportion

Target compressive strength at 28 days (MPa)	40	60
W/C	0.480	0.358
S/a	0.437	0.413
Water (kg/m ³)	180	175
Cement (kg/m ³)	375	489
Gravel (kg/m ³)	997	991
Sand (kg/m ³)	765	689
Super-plasticizer (kg/m ³)	0.43	0.65

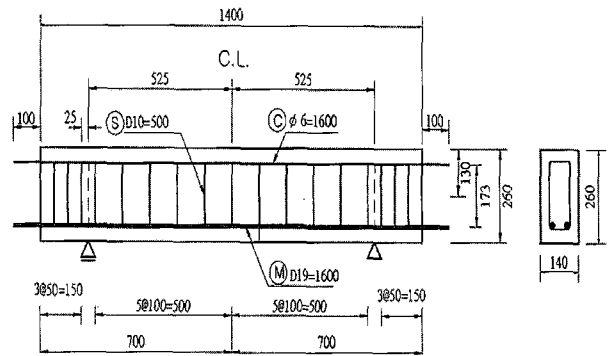


Fig. 1 Detail of test specimens

2.2 재료시험

철근의 인장 및 콘크리트 제강도 시험결과는 각각 Table 3 및 4와 같다.

Table 2 Properties of test specimens and test results

Beam ID.	f_{ck} (MPa)	Section ($b \times d$) (cm)	a/d	Tension steel			Web reinforcement				P_{cr} (kN)	Yield state		Maximum state		Ultimate state		μ	Failure mode				
				No.	ρ_t %	ρ_b	No.	s (cm)	ρ_w %	$\frac{\rho_w}{\rho_w, ACI}$		Shape	P_y (kN)	δ_y (mm)	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	P_u (kN)			δ_u (mm)			
4GF0	41	14×21	2.5	2D19	1.95	0.53	-	0	0	0	□	29.4	-	-	78.0	3.62	-	-	-	DT			
4GF5				2D19	1.95	0.53	5	2.04	2.10	□	10.8	145.7	4.02	207.7	10.38	166.2	23.42	5.83	F				
4GF7				2D19	1.95	0.53	7	1.46	1.50	□	29.4	203.3	5.96	203.7	10.72	163.0	18.29	3.07	F-SC				
4GF10				2D19	1.95	0.53	10	1.02	1.05	□	28.4	182.4	5.89	187.8	9.98	150.2	18.86	3.20	F-SC				
4GF10U				U	23.5	179.2				5.42	199.7	13.20	159.8	14.71	2.71	SC							
4GF10(B)				2D22	2.63	0.71	15	0.68	0.70	□	19.6	232.5	6.32	240.6	8.21	192.5	10.87	1.72	SC				
6GF10				2D22	2.63	0.55				□	38.2	281.5	7.79	262.7	15.18	210.2	23.18	2.98	F				
4GF15				41	14×21	2.5	2D19	1.95	0.53	D10	□	30.4	175.2	5.94	179.5	8.94	143.6	11.76	1.98	ST			
4GF15U			U				21.6	165.0	5.20			166.5	5.58	133.2	7.33	1.41	ST						
4GF15(B)			61	14×21	2.5	2D22	2.63	0.71	15	□	21.6	201.7	6.34	202.2	6.83	161.8	9.50	1.50	ST				
6GF15						2D22	2.63	0.55			□	33.3	243.7	7.73	244.0	9.03	195.2	13.77	1.78	ST			
4GF20			41	14×21	4.0	2D19	1.95	0.53	D10	□	27.4	172.2	6.27	174.4	6.53	139.5	10.57	1.69	ST				
4GF5-4						2D19	1.95	0.53			5	2.04	2.10	□	17.6	120.9	9.25	148.4	45.42	118.7	58.10	6.29	F
4GF10-4						2D19	1.95	0.53			10	1.02	1.05	□	15.7	98.2	9.11	126.3	37.20	101.0	44.06	4.84	F
4GF10-4(B)						2D22	2.63	0.71						□	14.7	151.4	8.19	164.2	17.32	131.4	30.80	3.76	F

*Note : P_y, δ_y = load and displacement at yielding point of tension steel

P_u, δ_u = load and displacement at 0.8 P_{max} after peak ; μ = displacement ductility (= δ_u / δ_y)

DT = failure due to diagonal tension ; F = flexure ; SC = shear compression ; ST = shear tension

Table 3 Mechanical properties of steel

Steel size	Yield strength (MPa)	Ultimate strength (MPa)	Yield strain	Modulus of Elasticity (MPa)	Elongation (%)
D10	395.0	592.4	0.002054	192350.0	23.4
D19	435.1	617.9	0.002064	210760.0	21.2
D22	450.1	619.0	0.002042	220450.0	19.5

Table 4 Properties of concrete

Properties			Target compressive strength	
			40 MPa	60 MPa
Fresh	Slump	cm	16	13
	Age	day	28	28
Hardened	f_{ck}	MPa	41	61
	E_c	MPa	27463.0	31750.0

철근의 탄성계수는 응력-변형률 곡선에서 탄성한계점과 원점에 대한 접선강성으로 산정하였다. 측정된 콘크리트 강도는 각 시험체의 목표 압축강도별로 3개씩 제작하여 평균값으로 정하였으며, 측정된 압축강도는 보정계수 0.97를 곱하여 표준공시체($\phi 150 \times 300$ mm)에 대한 값으로 환산하였다.

3. 실험결과 분석

3.1 스테럽 간격에 따른 하중-처짐 거동

이미 잘 알려진 바와 같이, Fig.2에서는 스테럽 간격에 감소에 따른 고강도 콘크리트 부재의 내력 및 변형능력증가 양상을 확인 할 수 있다. 적절한 전단보강은 전단스팬에서 발생하는 인장응력을 억제함으로써 결과적으로 전단파괴에서 휨파괴로 유도함으로 부재의 내력을 증가시킨다.

Fig. 2에서 무보강의 4GF0이외에 $\rho_t/\rho_b=0.5$ 의 모든 부재가 예상 휨강도를 충분히 발휘함을 알 수 있으나, 스테럽 간격이 ACI 최대 규준인 $0.5d$ 이상인 경우에는 전단 거동의 영향을 받아 최대하중 이후 강성이 크게 저하됨을 알 수 있다. 스테럽 간격에 따른 사인장균열 이전이나 부재 항복 이전의 강성차이는 없는 것으로 보이며, 스테럽 간격의 증가에 거의 비례적으로 최대강도이후 변형능력이 감소함을 알 수 있다.

휨강도는 스테럽 간격 감소에 따라 완만하게 증가하지만, $s=0.33d$ 이하에서는 증가가 둔화됨을 알 수 있다. 따라서 Fig. 2의 비교에만 의존한다면 연성과 휨강도 측면을 고려할 때 $0.3d \leq s \leq 0.5d$ 가 가장 적절한 스테럽 간격일 것이다. 한편 Bunni등⁶⁾은 스테럽 파단 이전의 압축부 주철근 좌굴방지를 위한 스테럽 간격 s 를 주철근 직경의 6배(본 실험 부재의 경우 $0.54d \sim 0.63d$)이하로 제시하였다.

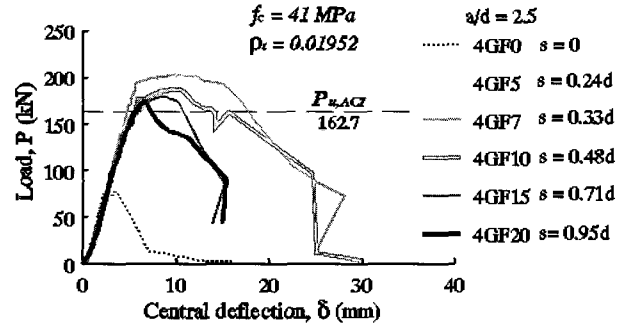


Fig. 2 Effect of the stirrup spacing on load-mid span deflection response

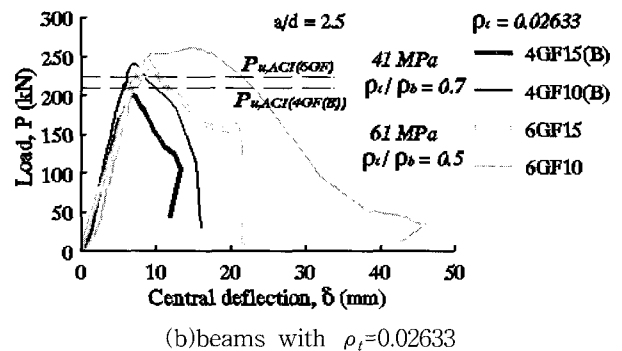
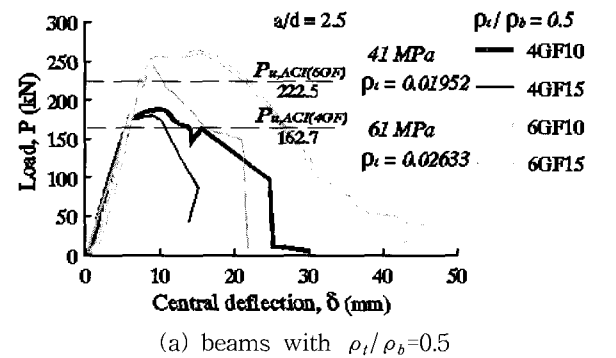


Fig. 3 Effects of s , f_{ck} and ρ_t on load-deflection response

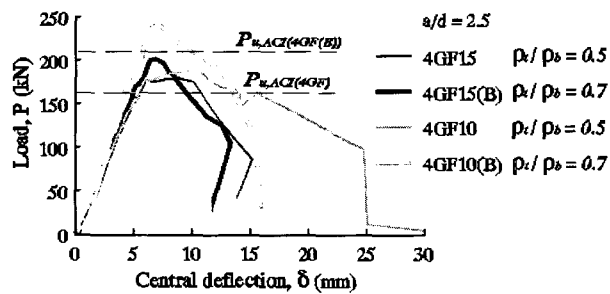
Fig. 3(a)에서와 같이 동일 상대철근비(ρ_t/ρ_b)에서 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 내력은 증가하지만 휨방향 구속지수($\rho_w f_{wh}/f_{ck}$)가 감소하여 변형능력이 감소한다. 이 경우 4GF15(구속지수=6.55)와 6GF10(구속지수=6.63)의 비교에서 볼 수 있듯이 스테럽 간격을 줄여 구속지수를 향상시킴으로써 콘크리트 압축강도증가에 따른 변형능력을 향상시킬 수 있다.

또한 현행 ACI의 설계방식과 같이 콘크리트 강도 증가에 따라 전단보강량을 감소할(스테럽 간격의 증가) 경우 4GF10과 6GF15의 거동에서 볼 수 있듯이 콘크리트 압축강도 증가로 인한 내력의 증가는 확보할 수 있으나 변형능력은 오히려 감소함을 알 수 있다.

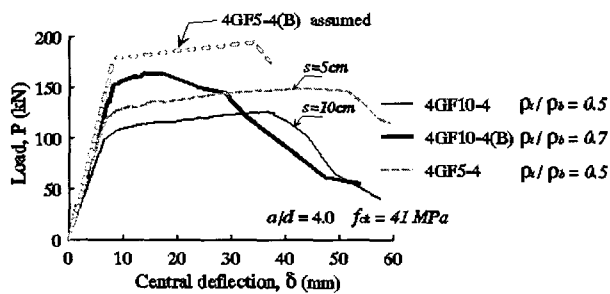
Fig. 3(b)에서는 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 ρ_t/ρ_b 를 줄일 경우 상대적인 철근량 감소로 인하여 변형능력이 증가함을 알 수 있다. 따라서 고강도 콘크리트를 이용한 부재의 연성확보를 위해 ρ_t/ρ_b 를 낮출 경우 (4GF10B와 6GF10 비교) 변형능력의 증가는 충분히 기대할 수 있으나 내력증가는 기대하기 어려워 고강도 콘크리트의 이점을 충분히 활용할 수 없다. 반면에 ρ_t/ρ_b 를 낮추는 대신에 스테럽 간격을 좀 더 조밀하게 배근할 경우 (4GF15와 6GF10 비교) 내력과 변형능력을 극대화할 수 있음을 알 수 있다.

Fig. 4(a)는 동일한 콘크리트 압축강도를 가진 과소보강 보에서의 연성증가, 철근량 증가에 따른 연성감소라는 일반적인 거동을 보여준다. Fig. 4(a)에서 주목할 만한 것은 4GF15와 4GF10(B)부재의 거동 차이이다. 인장철근량의 제한 값인 $0.75\rho_b$ 에 가까운 인장철근비를 가진 4GF10(B) 부재의 거동이 과소보강된 4GF15부재($\rho_t=0.5\rho_b$)와 비교하여 인장철근량 증가에 따른 변형능력 감소 없이 내력이 증가함을 알 수 있다.

또한 Fig.4(b)에서 전체적으로 연성적 거동을 보인 $a/d=4$ 의 보부재에서 휨내력 확보를 위해 인장철근량을 증가할 경우 변형능력 감소가 우려되며, 이와 반대로 충분한 변형능력 확보를 위해 인장철근량을 감소하게 되면 휨내력이 크게 감소한다. 따라서 고강도 콘크리트 보부재에서 인장철근비 감소 없이 스테럽 간격을 조밀하게 배근함으로써 휨내력과 변형능력을 극대화할 수 있으며, 이를



(a) Beams with $a/d=2.5$



(b) Beams with $a/d=4$

Fig. 4 Effects of web reinforcement and tension steel ratio on load-deflection response

실용화하기 위해서는 횡구속효과를 고려한 인장철근비 산정방식이 필요할 것이다.

3.2 스테럽 형태에 따른 하중-처짐 거동

ACI에서는 내진 설계를 위하여 보나 기둥과 같은 골조부재에 대해 폐쇄형 띠철근이나 스테럽을 배근하도록 하고 있다.

Base등¹⁾의 연구에서는 보 중앙부에 직사각형의 폐쇄형 스테럽을 $0.2d$ 간격으로 조밀하게 배근한 경우에 비해 $0.2d$ 간격의 나선형 보강근의 압축부에 배근할 경우 보부재의 휨강도나 연성면에서 더욱 효과적임을 보였다. 따라서 일반적인 U형의 스테럽에 비해 폐쇄형(□)이 콘크리트 휨 압축부 팽창 억제에 효과적일 것이다.

Fig. 5의 비교에서는 실제 지진하중에 대한 평가는 불가능하나, 적절한 간격($0.48d$)으로 보강된 4GF10(□)과 4GF10U의 경우에 있어서 휨강도는 U형 스테럽을 배근한 4GF10U부재가 □형을 배근한 4GF10부재에 비해 6.4%정도 크게 나타났으나, U형 배근 시험체는 최대 하중이후 강성저하가 급격히 감소하는 것으로 나타났다.

따라서 부재의 급격한 파괴거동을 피하기 위해서는 폐쇄형 스테럽이 좀 더 효과적임을 알 수 있다.

3.3 스테럽 간격에 따른 상대적인 휨강도 및 연성

ACI에서 규정하는 보의 전단설계에서, 주어진 단면에 대한 전단철근비($\rho_{w,ACI}$)는 $A_w/b_s \max$ 로 표현된다.

Fig. 6은 $\rho_w/\rho_{w,ACI}$ 와 $M_{n,test}/M_{n,ACI}$ 및 처짐연성과의 관계를 나타낸 것이다.

Fig.6(a)의 전단보강근 량에 따라 측정된 최대 모멘트값의 비교에서, 전단철근비의 증가(여기에서는 스테럽 간격의 감소)에 따른 모멘트비가 증가하는 것을 확인할 수 있다. 그러나 $M_{n,test}/M_{n,ACI}$ 의 증가 정도는 $\rho_w/\rho_{w,ACI}=1$ 이후 크게 둔화됨을 알 수 있다. 반면에 Fig.6(b)에서와 같이 연성은 $\rho_w/\rho_{w,ACI}$ 증가에 따라 크게 증가하는 것으로

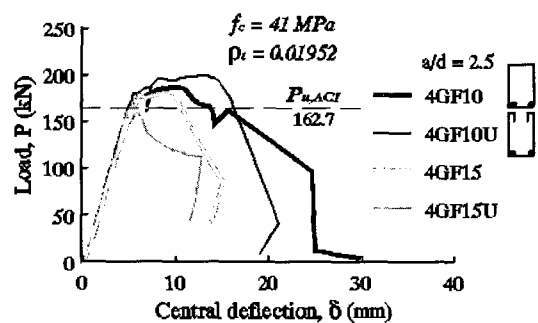
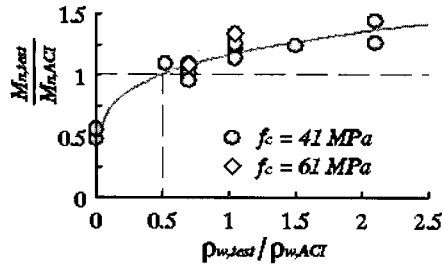
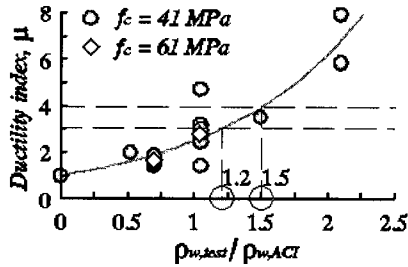


Fig. 5 Effect of the shape of stirrup on load-mid span deflection



(a) $M_{n, test}/M_{n, ACI}$ vs. $\rho_w/\rho_{w, ACI}$



(b) μ vs. $\rho_w/\rho_{w, ACI}$

Fig. 6 Relationships between the test parameters and ACI code

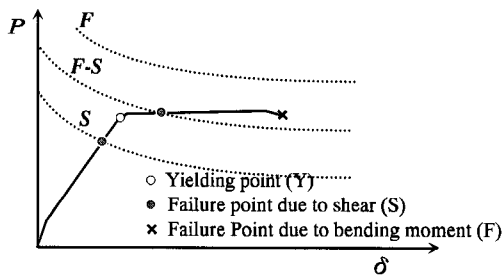


Fig. 7 Decision of ultimate failure mode

나타나 전단철근비는 휨강도에 비해 연성에 더욱 효과적임을 알 수 있다. 또한 Fig. 6(a)의 비교에서 기존의 연구결과⁷⁾에서 나타난 것과 같이 ACI 전단설계 방법이 매우 안전측임을 확인 할 수 있다.

Fig. 6(a)에서 $M_{n, test}/M_{n, ACI}=1$ 과 $\rho_w/\rho_{w, ACI}=1$ 의 수직선이 만나는 지점이 휨파괴와 전단파괴가 동시에 나타나는 것으로 본다면, 전단보강 되지 않은 부재를 제외한 모든 부재가 휨파괴 되었을 것이다. 그러나 Table 2의 실험결과에서 알 수 있듯이 $a/d=4$ 인 부재를 제외한 $a/d=2.5$ 인 대부분의 부재가 휨균열 이후 전단-압축 또는 전단-인장 파괴 양상을 보였으며, Fig. 6(b)에서와 같이 $\rho_w/\rho_{w, ACI}=1$ 이상임에도 일반적인 부재의 소요연성 지수 값 3에 미치지 못하는 취성적인 파괴양상을 보였다.

이러한 경향으로 볼 때 ACI 전단보강근량 산정방식은 고강도 콘크리트 q보부재의 전단강도에 대해서는 충분히 안전적인 설계가 될 것으로 보이는 반면, 부재의 변형능력이 전혀 고려되어 있지 않아 연성확보를 위한 설계방식으

로서는 적용이 불가능할 것으로 판단된다. 따라서 인장철근비와 전단보강근량의 상관관계를 고려한 휨강도와 연성 산정방식이 제시되어야 할 것으로 보인다.

한편 Fig. 6(b)에서와 같이 본 연구의 실험결과를 토대로 검토해 보면, 고강도 콘크리트 휨부재의 처짐연성 3을 확보하기 위한 전단철근량 $\rho_w=1.2\rho_{w, ACI}$, 처짐연성 4에 대해서는 $\rho_w=1.5\rho_{w, ACI}$ 임을 알 수 있다. 이를 동일한 조건하에서 스테럽 간격으로만 표현한다면 각각 $s\leq 0.42d$, $0.33d$ 가 된다.

4. 휨-전단 파괴형식추정을 위한 전단강도식

철근 콘크리트 부재의 파괴형식은 다양하게 분류할 수 있으나, 본 연구에서는 크게 휨(휨-인장 또는 휨-압축)에 의한 파괴와 전단(휨-전단압축, 휨-전단인장, 휨-사인장)에 의한 파괴로 구분하였으며, 전단보강근이 없는 시험체에서 보이는 휨균열 이전의 사인장 균열에 의한 과도한 취성파괴는 제외하였다. 철근 콘크리트 부재의 하중-변위 관계로부터 부재 파괴형식을 결정하는 방법을 Fig. 7에 나타내었다. Fig. 7은 부재연성과 전단강도의 상호작용을 고려한 ATC-6모델⁸⁾을 도입한 것으로 하중-변위 곡선과 변위증가에 따른 전단내력감소 곡선의 교차점(S)이 부재의 전단파괴점이 된다.

Fig. 7에서, 부재항복점(Y) 이전에 전단한계점(S)에 도달한 경우를 전단파괴(S), 전단한계점(S)이 부재항복점(Y)과 휨 변형해석에 의한 휨 변형한계점(F) 사이에 위치할 경우를 휨 항복후-전단파괴(F-S), 그리고 전단한계점(S)이 휨 한계점(F)을 초과하는 경우를 휨파괴(F)로 볼 수 있다.

4.1 기존 전단강도식

본 연구에서는 부재의 파괴형식을 결정하기 위해 부재의 변형에 따른 전단내력 감소를 표현한 New-RC⁹⁾, Priestley모델¹⁰⁾과 대표적으로 적용되거나 비교대상으로 인용되는¹¹⁾ ACI-318, Zutty 및 大野·荒川の 전단강도 추정식을 이용하여 실험치와 비교·검토하였다.

New-RC⁹⁾의 연구에서는 보통강도의 철근 콘크리트 부재로부터 고강도의 부재까지 적용 가능한 트러스 모델과 아치 모델에 의한 전단강도 평가식을 검토하여 일본건축학회 인성평가법과 CEB-MC90의 콘크리트 강도 유효계수를 이용하여 콘크리트 유효계수 ν 와 트러스 기구의 각도 $\cot \phi$ 를 Fig. 8과 같이 부재회전각(R_p)에 따른 전단내력감소를 식(1)과 같이 표현하였다.

$$V_u = b j \rho_w f_{wy} \cot \phi + \alpha(1 - \beta) b d \nu f_{ck} \leq b j \nu f_{ck} / 2 \quad (1)$$

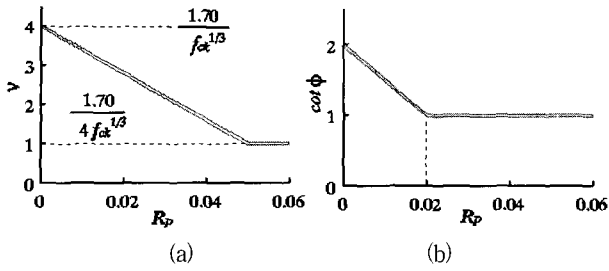


Fig. 8 Relationships between (a) R_p and ν , (b) R_p and $\cot \phi$

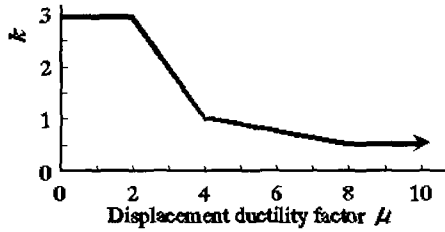


Fig. 9 Degradation of concrete shear strength with ductility

부재회전각(R_p)는 치짐량(2δ)과 지간길이(L)의 비로 구할 수 있다. 식(1)에서 b 는 단면 폭, j 는 내력 중심간 거리, ρ_w 는 전단철근비, f_{wy} 는 전단철근의 항복강도이다.

Priestley 등¹⁰⁾은 기둥부재의 변위 또는 연성에 따른 전단력의 감소를 고려하지 않은 기존의 전단내력 산정방법은 부재의 연성이 클수록 실측 전단강도에 비해 지나치게 안전측으로 산정됨을 강조하였으며, Fig. 9와 같이 부재 변위연성 증가에 따른 콘크리트의 전단저항력 감소계수 k 를 도입한 식(2)의 전단강도식을 제시하였다.

$$V_u = V_c + V_s,$$

$$V_c = 0.1k\sqrt{f_{ck}}(0.8A_g), \quad V_s = \frac{A_w f_{wy} d_c \cot \phi}{s} \quad (2)$$

여기서, f_{ck} 는 압축강도(MPa), A_g 는 부재 단면적, d_c 는 전단보강철근 중심간 거리로 측정된 단면 심부(core)지름, s 는 전단보강철근 간격이다.

이외에 부재변형에 관계없이 최대 전단력을 추정하기 위한 대표적인 식은 식(3)~(5)와 같다.

ACI-318 :

$$V_u = (0.158\sqrt{f_{ck}} + 17.2\rho_w \frac{V_{uf}}{M_{uf}} d)bd + \frac{A_w f_{wy} d}{s} \quad (3)$$

Zutty :

$$V_u = 2.3 \left(f_{ck} \rho_w \frac{d}{a} \right)^{1/3} bd + \frac{A_w f_{wy} d}{s} \quad (4)$$

大野(Ohno) :

$$V_u = \left\{ \frac{0.066 \rho_t^{0.23} (17.6 + f_{ck})}{M/Vd + 0.12} + 0.85\sqrt{\rho_w f_{wy}} \right\} bd \quad (5)$$

4.2 힘변위 해석

Fig. 10에 나타낸 것과 같이, 부재축에 따라 발생하는 실제 곡률분포는 균열 발생 단면에 의해 파상분포가 되며,

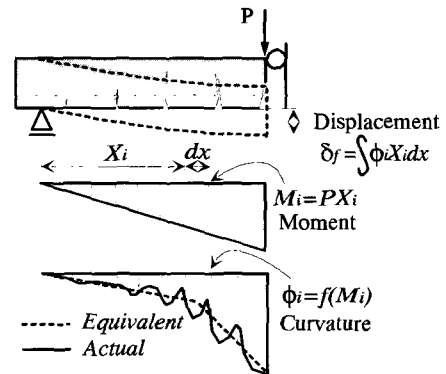


Fig. 10 Displacement due to flexure

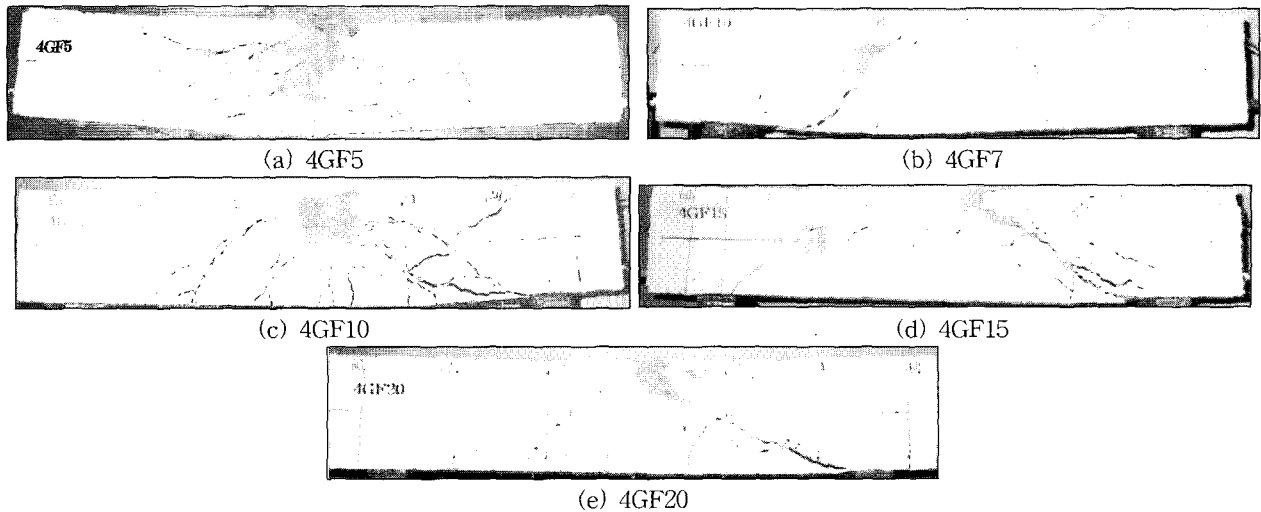


Fig. 11 Crack propagation and failure pattern

부재의 처짐변위는 이 곡률분포를 이중적분함으로써 정확하게 구할 수 있다.

본 연구에서는 철근 콘크리트 부재의 휨변위 산정을 위하여 실용적이며, 동시에 철근과 콘크리트의 부착특성을

직접적으로 고려 할 수 있는 휨모멘트-등가곡률 관계¹²⁾를 이용하였다. 고강도 콘크리트의 응력-변형률 거동은 Mander¹³⁾의 모델을, 철근 응력-변형률 거동은 Hsu¹⁴⁾의 모델을 이용하였다.

Table 4 Prediction of failure mode for high-strength concrete beams

Beam	Test result			P-D Analysis		Shear equation									
						New-RC		Priestley		ACI-318		Zutty		Ohno	
	Y	F	Failure mode	Y	F	S	Failure mode	S	Failure mode	S	Failure mode	S	Failure mode	S	Failure mode
4GF5	4.02	23.42	F	6.0	20.2	-	F	-	F	-	F	-	F	7.5	F-S
4GF7	5.96	18.29	F-S			-	F	-	F	-	F	-	F	6.1	F-S
4GF10	5.89	18.86	F-S			14.0	F-S	-	F	-	F	-	F	5.0	S
4GF15	5.94	11.76	S			5.5	S	-	F	-	F	-	F	4.2	S
4GF20	6.27	10.57	S			5.0	S	14.1	F-S	11.8	F-S	-	F	4.0	S

*Note : Y=displacement at yielding point(mm); F=displ. at failure point(mm); S=displ. at the intersection point(mm)
 F=failure due to flexure; F-S=failure due to shear after flexural cracking; S=failure due to shear

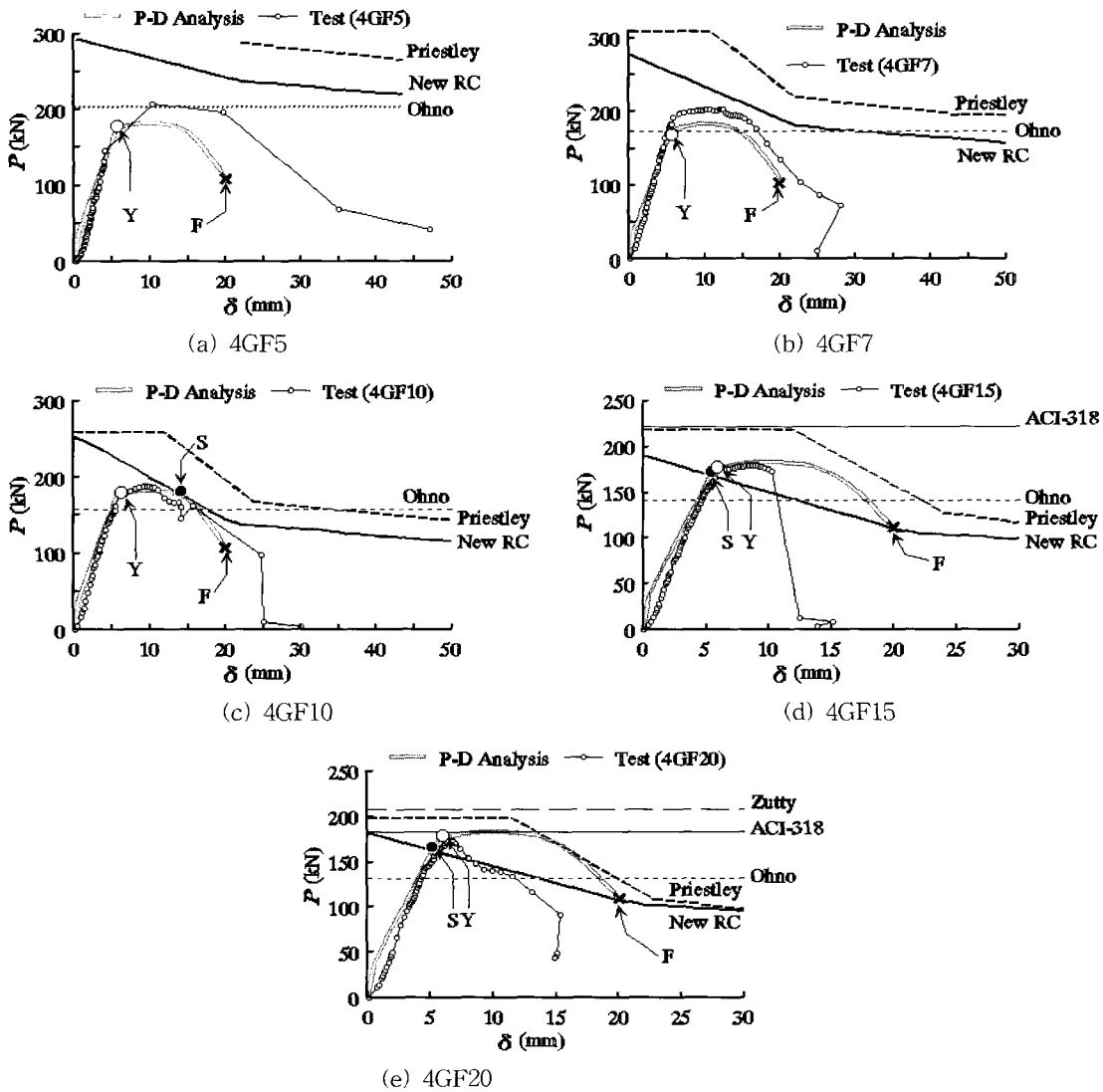


Fig. 12 Prediction of failure mode

4GF5, 4GF7, 4GF10부재는 적절한 전단보강으로 인하여 휨파괴 또는 휨균열이후 어느 정도의 연성을 보이며 전단압축파괴되는 양상을 보였으며, 4GF15, 4GF20부재는 휨균열 이후 급격히 전단파괴되는 양상을 보였다. 부재의 균열 및 파괴양상은 Fig. 11에 나타내었으며, 기존 전단강도식으로부터 추정된 파괴형식의 적합성을 Fig. 12에서 검토하였다.

Fig. 12(a)~(e)의 비교에서 볼 수 있듯이 New-RC식은 변위 초기단계부터 전단내력의 감소를 보이는 반면에, Priestley식은 부재항복 2배의 변위 이후에 전단내력이 감소하는 것으로 표현하여 전반적으로 New-RC식에 비해 크게 나타났다. 휨변위 해석결과로 구한 하중-처짐 곡선(P-D Analysis)과 각 전단강도식의 교차점(S)으로부터 추정되는 각 시험체의 파괴형식은 다음 Table 5와 같이 나타났다. Table 5의 비교결과에서 볼 수 있듯이 New-RC의 극한전단강도 예측식을 이용한 보부재 파괴형식 판정방법이 실제 부재의 파괴형식과 가장 잘 일치하는 것으로 나타났다.

5. 결 론

이상의 연구를 통하여 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) 철근 콘크리트 보부재에 대해 적절히 횡보강함으로써 부재 변형능력향상을 기대할 수 있으며, 인장철근량을 현행 설계기준인 $\rho_{max} = 0.75 \rho_b$ 이상으로 보강함으로써 고강도 콘크리트 보부재의 급격한 파괴방지 와 휨능력을 향상시킬 수 있음이 확인되었다.
- 2) 본 연구의 실험결과에서는 전단보강된 고강도 콘크리트 보부재에서 스테럽보강에 의한 처짐연성확보를 위한 스테럽 간격은 $0.42d$ 이하가 적절한 제한치인 것으로 나타났다.
- 3) 고강도 콘크리트 보부재 전단 및 휨 파괴형식 판정을 위해 적용 가능한 전단강도식은 New-RC식이 적합한 것으로 나타났다.

감사의 글

본 논문은 금오공과대학교 교내연구비 지원에 의해 수행되었음.

1. Base, G. D. and Read, J. B., "Effectiveness of Helical Binding in the Compression Zone of Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, July, 1965, pp.763~781.
2. Pastor, J. A., Nilson, A. H., and Slate, F. O., "Behavior of high-strength concrete beams," Research Report 84-3, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, February, 1984, 311pp.
3. Ziara, M. M., Haldane, D., and Kutab, A. S., "Shear and Flexural Strengths Resulting from Confinement of the Compression Region in Circular Section Structural Concrete Beams," *Magazine of Concrete Research*(London), Vol.45, No.164, 1993, pp.211~219.
4. Kotsovos, M. D., "Mechanisms of 'Shear' Failure," *Magazine of Concrete Research* (London), Vol.35, No.123, 1983, pp.99~105.
5. ACI318, "Building Code Requirement for Reinforcement Concrete and Commentary," ACI, 1995.
6. Bunni, N. G., Discussion of "Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates," by Scott, B. D., Park, R., and Priestley, M. J. N., *ACI Journal*, Vol.79, No.6, 1982, pp.496~498.
7. 박찬규, "고강도 콘크리트 부재의 구조역학적 거동에 관한 연구", 한국과학기술원, 박사학위논문, 1997.
8. ATC-6, "Seismic Design Guidelines for Highway Bridges," 1981.
9. 國土開發技術研究ヒンター, "平成4年度構造性能分科會報告書", (財)國土開發技術研究ヒンター, 1993.
10. Priestley, M. J. N., Verma, R., and Xiao, Y., "Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.120, No.8, 1994, pp.2310~2329.
11. 남보현, "유한요소법을 이용한 철근콘크리트 전단부재 해석기법 연구", 금오공과대학교학위논문, 1998.
12. 張一泳, "RC部材の荷重-變位關係に關する解析的研究", 東北大學校 博士論文, 1991.
13. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.114, No.8, 1998, pp.1804~1826.
14. Hsu, T. T. C., "Unified Theory of Reinforced Concrete," CRC Press, Inc., Boca Raton, 1993, 336pp.

요 약

기존의 많은 연구 결과에서 보부재에 대한 적절한 전단보강근 설치는 부재 휨 변형능력을 향상시키는 것으로 알려져 있으나, 아직까지 이를 실용화하기 위한 연구는 미진한 실정이다. 본 연구에서는 스테럽간격과 인장철근비에 따른 휨-전단 상호 작용에 의한 하중-변위 거동을 분석하여 특히 취성이 강한 고강도 콘크리트를 이용한 보부재의 내력과 변형능력을 극대화하기 위한 방안을 마련할 목적으로 고강도 콘크리트 보에 대한 실험연구를 수행하였다. 압축강도 41 MPa 및 61 MPa의 콘크리트 강도를 갖는 총 15개의 보 시험체를 제작하였으며, 스테럽간격 0.25~1.0 d (유효높이)과 인장철근비 0.55~0.7 ρ_b (균형철근비)를 주요 변수로 정하여 휨압축부를 포함한 전구간에 횡보강하였으며, 스테럽간격에 따른 각 시험체의 하중-처짐거동을 비교 분석하였다.

또한, 본 연구의 실험결과를 토대로 기존의 전단내력식에 대한 검토를 통하여 보부재의 하중-변위 거동과 변위 증가에 따른 전단내력감소 모델을 중첩하여 스테럽간격에 따른 휨-전단 파괴형식을 비교적 간편하게 추정하기에 적합한 전단내력식을 제시하였다.

핵심용어 : 철근 콘크리트, 고강도 콘크리트, 보, 하중, 처짐, 파괴형식, 스테럽 간격, 전단
