

외부 포스트텐션 콘크리트 보의 전단강도

Shear Strength of Externally Post-Tensioned Concrete Beams

이수현* 강현구** 신경재***
Lee, Swoo-Heon Kang, Thomas H.-K. Shin, Kyung-Jae

Abstract

This paper shows the test results of continuous reinforced concrete beams with external post-tensioning rods. Six three-span beams were prepared and tested to fail. Three beams were designed to have flexure-dominating behavior and the others to have shear-critical behavior. In each group, one beam without external post-tensioning rods was designated as a control beam and two beams had the external post-tensioning rods of 18 mm or 22 mm diameter. External post-tensioning rods were installed within an interior span of 6000 mm. They show V-shaped configuration because two anchorages were located at the top of interior supports and a saddle pin at mid-span was installed at the bottom of the beam. Test results show that the load and shear capacities of strengthened beams were increased when compared with the control beam. Additionally, the measured shear strength was compared with the strength predicted by ACI 318-11 code equations. The detailed ACI 318-11 equation predicted the measured shear strength and failure location of the continuous beam reasonably well.

Keywords : Post-Tensioned Concrete Beam, External Post-Tensioning, Steel Rod, Shear Strength

1. 서 론

외부 포스트텐션(External Post-Tensioning)은 국내 외적으로 장스팬 휨부재의 보수 및 보강을 위하여 널리 사용되고 있는 공법 중 하나이다. 탄소섬유시트나 강판을 이용한 부착식 보강법에 비하여 간편한 시공, 짧은 공기 등의 이점이 있으며, 구조체에 적용하기가 수월하여 꾸준히 사용되고 있다. 특히 휨부재의 보강 용으로서 많은 연구자와 현장 기술자들의 관심을 받고 있지만^{1,2)}, 포스트텐션 공법의 전단보강 성능 또한

우수한 것으로 판단될 뿐 이에 대한 연구는 휨보강 연구에 비하여 많이 미흡한 상황이다. 외부보강에 대한 몇 연구결과를 살펴보면, Tan and Ng (1998)은 텐던을 이용하여 외부 보강한 철근콘크리트 보의 전단성능 실험을 통하여 콘크리트 압축강도, 전단보강근, 하중패턴, 전단스팬비에 따른 전단보강효과를 살폈다³⁾. 콘크리트의 압축강도가 낮고 전단보강량이 적을수록 확실한 전단거동을 보였으며, 낮은 전단하중과 처짐에서 전단파괴가 일어났기 때문에 외부 텐던의 응력상태가 아주 작은 값을 띄었다. 하지만 텐던의 낮은 응력상태는 텐던의 직선 배치 및 낮은 유효깊이와도 관련이 있을 것으로 판단되어 본 실험에서는 외부보강재를 V-형태로, 유효깊이를 더 깊게 배치하였다. Ng and Soudki (2010)은 7개의 철근콘크리트 보와 8개의 CFRP 텐던 보강한 프리스트레스 보의 가력실험을 통하여 전단보강근의 유무, 전단스팬비, 프리스트레스 레벨에 따른 효과를 관찰하였다⁴⁾. 프리스트레스를 적용하지 않은 보에서는 전단보강근은 전단성능 및 연성을 증대시키는

* 정회원, 텍사스알링턴대학교 박사후연구원, 공학박사
University of Texas at Arlington
** 교신저자, 정회원, 서울대학교 건축학과 교수, 공학박사
Dept. of Architecture & Architectural Engineering,
Seoul National University
Tel: 02-880-8368, Fax: 02-871-5518
E-mail : tkang@snu.ac.kr
*** 정회원, 경북대학교 건축학부 교수, 공학박사
School of Architecture & Architectural Engineering,
Kyungpook National University

효과를 보였지만, 프리스트레스 보에서는 전단보강근의 효과는 미미하였다. 프리스트레스의 레벨은 전단하중을 증대시키는 효과를 보였지만, 연성적인 측면에서는 두 가지 경향을 보였다. 전단보강근이 없는 보에서는 연성을 증대시켰지만, 전단철근으로 보강된 보에서는 연성을 증대시키지는 못하는 결과를 보였다. 이 실험에서도 텐던이 인장철근의 레벨보다 위쪽에서 직선형태로 배치되었고, 부분적인 프리스트레스가 적용되었기에 본 논문에서는 상기 설명처럼 외부보강재를 V-형태로, 유효깊이를 더 깊게 배치한 실험을 수행하게 되었다.

포스트텐션 공법의 전단보강효과에 대한 연구가 많이 진행되지 않고 있는 시점에서 본 연구에서는 철근콘크리트 보에 대한 외부 강봉을 이용한 휨 및 전단보강효과를 살펴보고자 한다. 일반적으로, 포스트텐션 공법¹²⁾이나 언더텐션 공법⁵⁾에는 텐던이나 강연선을 많이 사용하고 있지만, 본 논문에서는 상대적으로 사용빈도가 적은 강봉을 보강재로 사용하였다. 그 이유는 다음과 같다: 1) 강봉은 텐던이나 강연선에 비하여 상대적으로 낮은 항복강도를 가지므로 구조물이 극한강도에 이르렀을 때 비교적 용이하게 강봉이 항복상태에 이를 수 있다; 2) 일반적으로 텐던이나 강연선 등에 인장력을 도입하기 위해서는 유압장치가 필요하지만 강봉의 경우는 너트나 턴버클 등을 이용하여 비교적 쉽게 긴장력을 가할 수 있다; 3) 이에 따라 기둥-보 접합부가 존재하는 건축물에서는 각각의 스펠 내에서 보강장치를

설치하기 용이하고 유압장치를 위한 여유공간 없이도 긴장력의 도입이 쉬울 수 있다. 세 번째 이유에 상응하기 위하여 본 연구에서는 기둥-보 접합부의 거동에 가까운 양단 내민보 형식의 연속보를 제작하여 외부 강봉 보강의 효과를 살펴보고자 한다. 이미 본 논문과 같이 강봉을 이용한 외부 보강시스템을 단순보에 적용하여 보강효과를 살펴본 실험논문은 공동연구자에 의하여 소개된 바 있다^{6,7)}. Shin et al. (2007)⁶⁾과 Shin and Lee (2010)⁷⁾에서는 가력하중 패턴, 데비에이터(deviator)의 개수, 정착구 형태, 데비에이터 위치에서의 외부 보강재의 유효깊이, 프리스트레스 레벨, 인장철근비 등에 따른 보강효과를 설명하였다. 본 연구에서는 단순보 실험의 확장연구로서 기둥-보 접합부의 거동에 가까운 내민보 형식의 연속보를 제작하여 휨 및 전단실험을 수행하였다.

2. 실험

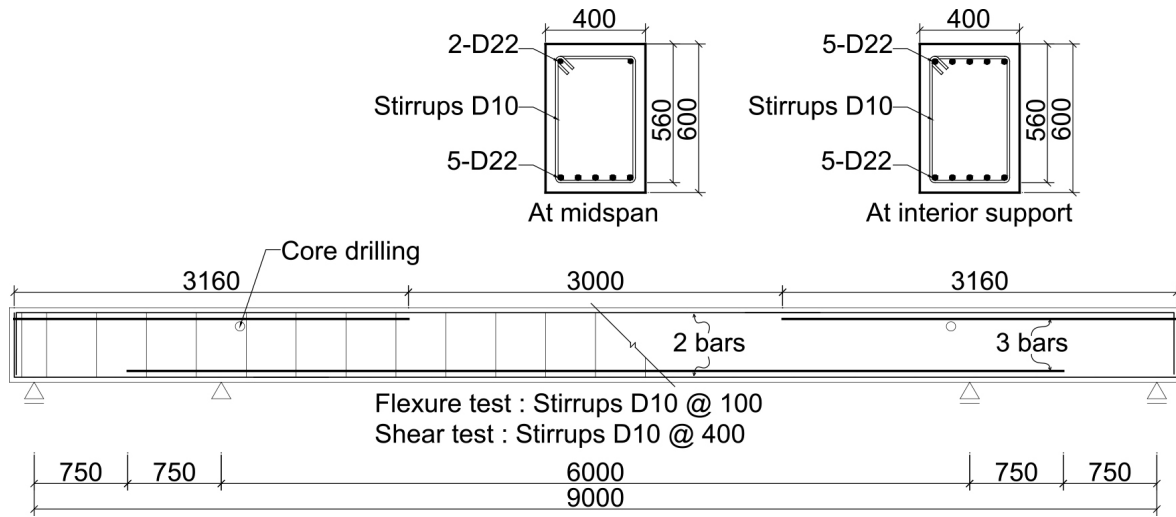
2.1 실험체 제작

본 실험을 위하여 폭 400 mm, 높이 600 mm, 길이 9,400 mm의 실대형 크기의 철근콘크리트 보가 제작되었다. 가력점인 보 중앙은 인장철근이 5-D22 (1936 mm²), 압축철근이 2-D22(774 mm²)로, 내부지점 부근은 인장/압축철근 모두 5-D22(1936 mm²)로 배근되었다<Table 1 & Fig. 1>. 내부스팬은 6,000 mm, 내민보의 길이는 각각 1,500 mm로 구성

<Table 1> Design parameters in experimental works

Specimen	Compression		Tension		External steel rod				f_{ck}	
	No. (mm ²)	f_y	No. (mm ²)	f_y	No. (mm ²)	f_{py}	f_{pe}	d_p		
CB-S	2-D22 (774)	441	5-D22 (1936)	441	-	-	-	-	25.9	
Shear	CB-T18V-S	2-D22 (774)	441	5-D22 (1936)	441	2- ϕ 18 (509)	635	138	644	25.9
	CB-T22V-S	2-D22 (774)	441	5-D22 (1936)	441	2- ϕ 22 (760)	695	173	644	25.9
Flexure	CB-F	2-D22 (774)	433	5-D22 (1936)	433	-	-	-	-	24.3
	CB-T18V-F	2-D22 (774)	433	5-D22 (1936)	433	2- ϕ 18 (509)	642	223	644	24.3
	CB-T22V-F	2-D22 (774)	433	5-D22 (1936)	433	2- ϕ 22 (760)	584	206	644	24.3

* f_y 는 철근의 항복강도 (MPa), f_{py} 는 강봉의 항복강도 (MPa), f_{pe} 는 강봉의 유효응력 (MPa), d_p 는 데비에이터의 유효깊이 (mm), f_{ck} 는 콘크리트 압축강도 (MPa)



<Fig. 1> Detail of reinforcements



<Fig. 2> Setup of specimen

되도록 내/외부 지점을 설정하였고, 1,000 mm의 가력점 거리를 유지하도록 하였다. 양쪽 외부 지점에는 반력을 측정하기 위하여 로드셀이 설치되었다. 로드셀은 플레이트와 4개의 전산나사를 이용하여 고정되었다<Fig. 2>. 보강실험체에는 각각 18 mm, 22 mm의 강봉세트가 보의 앞뒷면으로 설치되었고, 내부지점 상단부의 정착홀은 실험수행 2-3일전에 코어드릴을 이용하여 내부지점으로부터 안쪽으로 150 mm, 보의 상부로부터 150 mm 위치에 가공되었다. 보 중앙의 새들핀은 콘크리트 압축연단으로부터의 유효깊이(d_p) 644 mm 위치에 놓이게 된다. 그리하여 보강장치는 전체적으로 V-형태의 배치형태를 갖게 된다<Fig. 2>.

보강재료의 설치 순서는, 1) 보 양쪽 내부 지점 부근의 정착홀에 요크핀(yoke pin)이 삽입되고; 2) 요크핀의 구멍에 외부 강봉이 삽입되어 와셔/너트와 결합된다; 3) 보 중앙 부근에서 강봉에 클레비스와 새들핀 덮개플레이트가 조립되고; 4) 보 중앙에

새들핀이 데비에이터(deviator)로서 마지막으로 설치되며; 5) 이후에 포스트텐션이 너트나 턴버클을 죄면서 적용되게 된다.

본 논문에서는 실험체가 총 6개이고, 2개의 그룹으로 나뉜다. 첫 번째는 외부 강봉의 전단내력 상승 효과를 살펴보기 위한 전단 실험체, 두 번째는 휨 보강효과를 살펴보기 위한 휨 실험체이다<Table 1>. 전단 실험체에는 D10의 전단보강근이 보 전체에 400 mm 간격으로 배근되고, 휨 실험체에서는 100 mm 간격으로 배근되었다<Fig. 1>.

최종적으로, 본 논문의 변수는 전단보강근의 양과 외부 강봉의 보강량(직경)이라 할 수 있다.

2.2 재료시험

각 그룹별로 강재의 항복강도는 각각 3개의 시편에 대한 인장시험을 통하여 평균값을, 콘크리트의 평균 압축강도는 12개의 150×300mm 콘크리트 공시체의 압축시험을 통하여 <Table 1>에 나타내었다.

<Table 2> Summary of test results

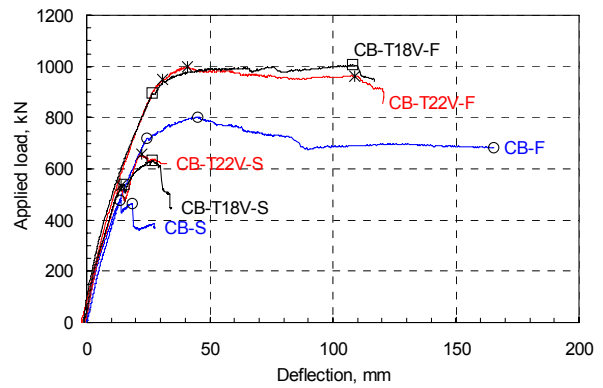
Specimen	Before cracking		After cracking		First peak load		Second peak load	
	K_{ini} (kN/mm)	Increase (%)	K_{post} (kN/mm)	Increase (%)	$P_{1st\ peak}$ (kN)	Increase (%)	$P_{2nd\ peak}$ (kN)	Increase (%)
CB-S	42.4	-	31.9	-	477	-	465	-
CB-T18-S	55.5	+31	31.0	-2	538	+13	633	+36
CB-T22-S	51.4	+21	32.5	+2	536	+12	656	+41
CB-F	53.3	-	25.8	-	803	-	-	-
CB-T18-F	50.0	-6	28.1	+9	1005	+25	-	-
CB-T22-F	40.3	-24	27.6	+7	999	+24	-	-

* K_{ini} 는 초기강성, K_{post} 는 균열 후 강성

2.3 실험결과

전단 실험체의 경우, 과소 배근된 전단보강근(간격 400 mm)의 영향으로 인하여 휨성능을 발휘하지 못하고 전단균열을 보이면서 조기 전단파괴에 이르렀다. 보강하지 않은 CB-S 실험체의 경우 197 kN의 균열하중, 477 kN에서 1차적인 전단파괴 후에 급격한 하중저하를 보이다가 465 kN까지 다시 소량의 하중증가 상태를 보인 후에 최종적으로 붕괴에 이르렀다. 보강한 두 실험체 CB-T18V-S와 CB-T22V-S에서는 CB-S 실험체와 비슷한 균열하중(약 200 kN)을 보인 후에 각각 $P_{1st\ peak} = 538\text{ kN}$, 536 kN 에서 일시적으로 하중이 저하되었다가 $P_{2nd\ peak} = 633\text{ kN}$, 656 kN 까지 하중이 증가한 후에 최종적으로 전단파괴에 이르렀다<Fig. 3 & Table 2>. 무보강 실험체의 경우 1차 전단균열 이후에 사실상 붕괴에 이르렀지만, 강봉을 이용한 외부 보강은 1차 전단균열 이후에 하중의 급격한 저하를 막고, 현수작용으로 인하여 철근콘크리트 보에 추가적인 하중이 작용할 수 있도록 하였다.

휨 실험체의 경우, 전단보강근(간격 100 mm)에 의하여 충분한 연성능력을 보여주면서 실험이 종료되었다. 보강되지 않은 보 CB-F는 803 kN의 최대하중을, 보강된 CB-T18V-F와 CB-T22V-F는 각각 1005 kN, 999 kN의 최대하중을 보였다. 하지만, 보강된 두 실험체의 전체적인 거동은 유사하게 나타났다.



<Fig. 3> Load-deflection relationship

<Fig. 3>에서 가력초기부터 균열하중 이후의 곡선을 보면 6개 실험체의 곡선이 거의 겹쳐보이는 것을 알 수 있다. <Table 2>에 정리된 초기강성을 보면 30%내의 차이를 보이고, 균열하중 후의 강성 또한 거의 차이가 없게 나타났기 때문이다.

3. ACI 318-11의 전단강도식

ACI 318-11⁸⁾에서는 프리스트레스트 부재와 일반 철근콘크리트 부재를 구분하여 각각 단순 전단강도식과 상세 전단강도식을 제안하고 있다. ACI 318-11에서 제안한 프리스트레스트 부재의 강도식은 일반적으로 콘크리트의 내부에 삽입된 텐던에 의한 프리스트레스트 부재를 위한 식이지만, 본 논문에서는 이 식들을 이용하여 본 외부 포스트텐션

보의 실험결과와 비교해보고자 한다.

먼저, 전단과 휨에만 저항하는 일반 철근콘크리트 보에서 ACI 318-11에 의한 콘크리트의 전단강도 (V_c)를 살펴보면, 단순식과 상세식은 각각 <Eqs. 1 & 2>와 같다. 상세식에 의한 V_c 는 $0.29\lambda\sqrt{f_{ck}}bd$ 를 초과할 수 없고, $V_u d/M_u$ 는 1을 초과할 수 없다.

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f_{ck}}bd \quad (1)$$

$$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f_{ck}} + 17\rho\frac{V_u d}{M_u}\right)bd \leq 0.29\lambda\sqrt{f_{ck}}bd \quad (2)$$

$$\text{여기서, } V_u d/M_u \leq 1 \quad (3)$$

V_c : 콘크리트의 전단강도, N

λ : 경량콘크리트의 축소된 기계적 특성을 반영하는 수정계수로서, 본 논문에서는 '1'로 선택

f_{ck} : 콘크리트의 압축강도, MPa

b : 콘크리트 단면의 폭, mm

d : 콘크리트 단면의 유효깊이, mm

ρ : 인장철근비 ($=A_s/bd$)

V_u : 계수전단력, N

M_u : 계수휨모멘트, N·mm

ACI 318-11 해설에 의하면 <Eq. 2>는 전단철근이 없는 부재의 기본 전단강도식으로서, 콘크리트의 압축강도(f_{ck})의 영향을 과대평가하지만, 인장철근비(ρ)와 $V_u d/M_u$ 의 영향은 저평가하는 것으로 나타난다고 한다.

전단과 휨에만 저항하는 프리스트레스트 보에서 콘크리트의 단순 전단강도식(V_c)은 <Eq. 4>와 같다. 이 식에서 d 는 인장철근의 유효깊이로 콘크리트 전체 춤(h)의 80%보다 작아서는 안 된다. 또한, 단순 전단강도의 최소/최대값은 각각 $0.17\lambda\sqrt{f_{ck}}bd$, $0.42\lambda\sqrt{f_{ck}}bd$ 로 제한된다<Eq. 6>. ACI 318-11 해설에 의하면 <Eq. 4>의 식은 등분포 하중이 작용하는 부재에 가장 적합한 식이지만, 본 실험체에 적용해보고자 한다.

$$V_c = \left(0.05\lambda\sqrt{f_{ck}} + 4.8\frac{V_u d_p}{M_u}\right)bd \quad (4)$$

$$\text{여기서, } V_u d_p/M_u \leq 1 \quad (5)$$

$$0.17\lambda\sqrt{f_{ck}}bd \leq V_c \leq 0.42\lambda\sqrt{f_{ck}}bd \quad (6)$$

d_p : 콘크리트 단면의 압축연단에서 외부 보강재의 도심까지의 거리, mm

이어서, 전단과 휨에만 저항하는 프리스트레스트 보에서 콘크리트의 상세 전단강도(V_{ci})는 <Eqs. 7 & 9>에 의한 값 중에서 더 작은 값으로 선택이 된다. 본 논문의 실험체는 비합성 프리스트레스트 보로서 <Eqs. 7 & 8>은 ACI 318-11의 해설을 참고한 식이다. V_{ci} 의 최소값은 $0.17\lambda\sqrt{f_{ck}}bd$ 으로 제한되고, <Eq. 9>에서 d_p 는 콘크리트 전체 춤(h)의 80%보다 작아서는 안된다.

$$V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f_{ck}}bd + \frac{V_u M_{ct}}{M_u} \geq 0.17\lambda\sqrt{f_{ck}}bd \quad (7)$$

$$\text{여기서, } M_{ct} = \frac{I}{y_t}(0.5\lambda\sqrt{f_{ck}} + f_{pe}) \quad (8)$$

$$V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc})bd_p + V_p \quad (9)$$

f_{pe} : 외력에 의하여 인장응력이 생기는 콘크리트 인장연단에서, 보강재의 유효프리스트레스 응력 만에 의하여 콘크리트에 발생하는 압축응력, MPa

f_{pc} : 외력에 저항하는 단면의 도심에서 콘크리트에 작용하는 압축응력, MPa

V_p : 보강재의 유효프리스트레스 응력에 의하여 단면에 작용하는 수직력, N

위의 <Eqs. 7 & 9>의 두 식에서 V_{cw} 는 대각방향의 전단균열이 최대주응력에 의하여 발생할 때를 정의하는 것이고, V_{ci} 는 전단력과 휨모멘트의 조합으로 인하여 발생할 때를 정의한 식이다.

전단철근에 의한 전단강도(V_s)는 <Eq. 10>에 의

하여 계산되고, 철근콘크리트 보의 공칭전단강도 (V_n)는 V_c 와 V_s 의 합인 <Eq. 11>에 의하여 정해진다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yv} d}{s} \quad (10)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (11)$$

A_v : 전단철근의 단면적, mm²

f_{yv} : 전단철근의 항복강도, MPa

s : 전단철근의 간격, mm

4. 전단강도 예측결과

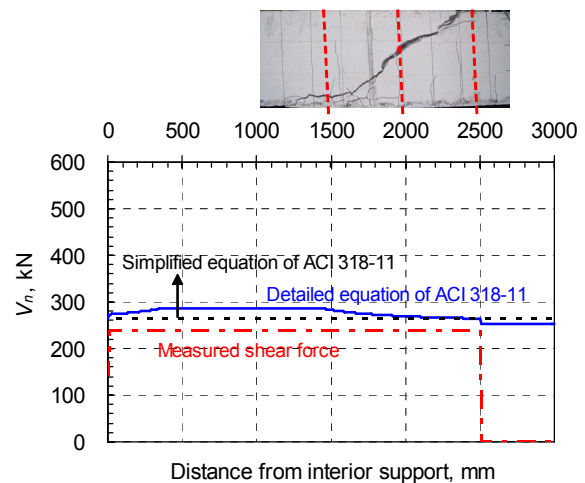
<Figs. 4-6>은 외부 강봉이 설치되는 내부스팬에서 측정된 전단강도와 ACI 318-11에 의하여 예측된 강도를 나타낸다. 그래프에서의 전단강도(V_n)은 콘크리트에 의한 전단강도(V_c), 전단철근에 의한 강도(V_s), 외부 강봉에 의한 전단강도(V_p)를 모두 포함한 강도이다. 보강된 실험체(CB-T18V-S와 CB-T22V-S)에서는 내부지점으로부터 안쪽으로 150 mm에서부터 외부 강봉이 설치되었기 때문에 0~150 mm 영역의 전단강도는 일반 철근콘크리트 보의 전단강도식 <Eqs. 1 & 2>를 적용하였다. CB-S와 CB-T18V-S 실험체는 가력점을 기준으로 왼쪽에 전단균열이 발생하였고, CB-T22V-S는 오른쪽에 전단균열이 발생하였기에 아래 그림과 같이 균열사진을 삽입하고 그래프의 x-축의 범위를 조정하였다.

무보강 실험체 CB-S에서는<Fig. 4>, ACI 318-11의 단순 전단강도식과 상세 전단강도식 모두 측정된 전단강도보다 과평가되는 경향을 보인다. 그러므로 ACI 318-11의 전단강도식을 연속보에 적용하는 것은 적절하지 않을 수도 있다. 단순식은 콘크리트 압축강도와 단면의 크기에 의해 좌우되므로 스펀 내에서 일정한 값을 나타내고 있다. 상세식은 계수 휨모멘트(M_u)와 계수전단력(V_u)에 의하여 스펀 내에서 위치에 따라 변화하는 값을 나타내지만, <Eqs. 2 & 3>의 제한값에 의하여 부분적으로 일정한 전단강도분포를 보이고 있다. 실제 실험에서는 내부지점으로부터 1,200 mm 부근에서 전단균열이 시작되었

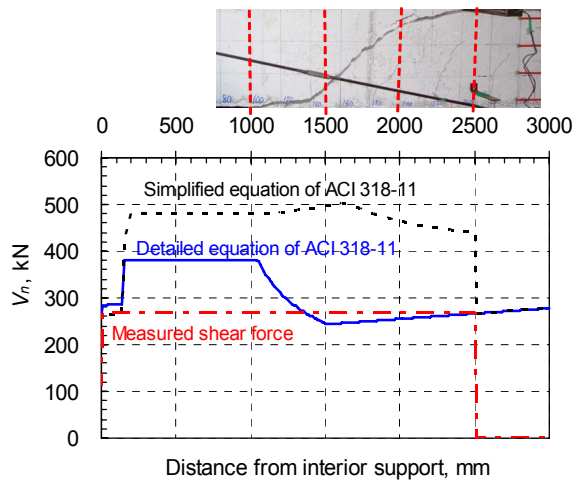
지만, ACI 318-11에 의한 상세 예측강도를 보면 1,500 mm에서부터 전단강도가 감소하는 경향을 보이고 있다.

보강 실험체 CB-T18V-S와 CB-T22V-S 실험체의 ACI 318-11에 의한 예측강도는 비슷한 경향을 보인다<Figs. 5 & 6>. 단순 강도식은 스펀 전체에 걸쳐 두 실험체 모두의 측정된 전단강도를 과평가하는 것으로 나타났기 때문에 본 실험의 실험체의 전단강도를 예측하기에는 부적절한 것으로 판단된다. 내부지점으로부터 가력점 방향으로 상세식에 의한 전단강도의 분포를 살펴보면, 내부지점 부근의 정착구를 기준으로 바깥쪽(0~150 mm 혹은 -150~0 mm)의 철근콘크리트 보의 전단강도에 비하여 강봉이 존재하는 구역의 전단강도는 급격하게 증가하는 것을 볼 수 있다. 이 후에 일정한 전단강도분포를 나타내는 구역(150~1,100 mm 혹은 -1,100~-150 mm)은 <Eq. 9>의 V_{cw} 에 의하여 전단강도가 결정되었고, d_p 의 최소값 제한으로 인하여 일정한 값을 나타낸다. 이 구역 이후로부터 가력점까지는 V_{ci} 에 의하여 전단강도가 결정되는데 계수휨모멘트(M_u)와 계수전단력(V_u)에 의하여 곡선형태의 분포를 나타내고 있다.

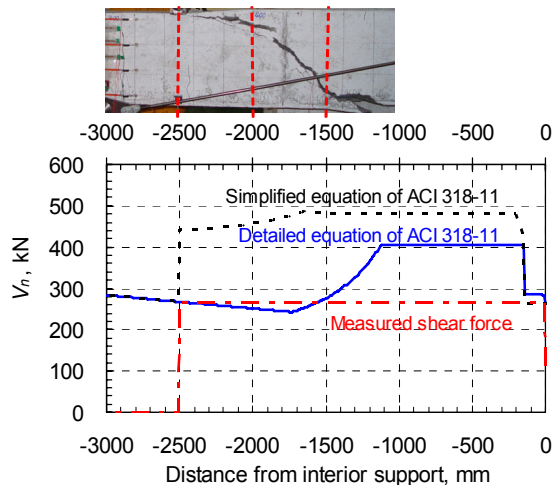
1,100 mm 지점부터 예측 전단강도가 감소하는 경향을 보이고 있는데, 이 부근에서 보강된 실험체의 전단균열이 시작되는 결과를 보였기에 ACI 318-11의 상세식은 외부 포스트텐션 보의 전단강도 및 균열 위치를 비교적 잘 예측하고 있음을 보여준다.



<Fig. 4> Shear strength of CB-S specimen



〈Fig. 5〉 Shear strength of CB-T18V-S specimen



〈Fig. 6〉 Shear strength of CB-T22V-S specimen

5. 결론

본 논문에서는 휨 부재의 외부 포스트텐션 보강재로 많이 사용되고 있는 텐던 대신에 강봉으로 외부 포스트텐션 된 철근콘크리트 연속보의 휨 및 전단 실험을 수행하고 ACI 318-11에 의하여 전단강도를 예측해보고 다음과 같이 결론을 내렸다.

1. 휨 실험체에서는, 18 mm와 22 mm 직경의 강봉으로 외부 보강된 실험체의 극한하중이 무보강 실험체에 비하여 각각 19.9%, 25.2% 증가하였고, 보강 부재에서 일반적으로 나타나는 취성거동없이 충분한 연성을 보였다.

2. 전단 실험체에서는, 두 보강된 실험체의 최대

하중이 무보강 실험체와 비교하여 각각 32.7%, 37.5% 증가되었다. 이는 외부 보강재의 현수작용으로 인하여 첫 번째 전단균열 이후에 하중의 급격한 저하를 막고 추가적인 하중재하능력을 갖도록 작용하였기 때문인 것으로 판단된다.

3. ACI 318-11의 프리스트레스트 부재에 대한 단순 전단강도식은 포스트텐션 연속보의 전단강도를 과평가하는 경향을 보였다. 하지만, 상세 전단강도식은 연속보의 전단강도 및 균열 위치를 비교적 정확하게 예측할 수 있는 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 정부(교육부)/한국연구재단의 연구비 지원(No. 2013R1A6A3A03059962) 및 국토교통부/국토교통과학기술진흥원 건설기술연구사업의 연구비 지원(13건설연구A02)에 의해 수행되었습니다.

References

1. F. Matta, A. Nanni, A. Abdelrazaq, D. Gremel, R. Koch, "Externally Post-Tensioned Carbon FRP Bar System for Deflection Control", Construction and Building Materials, Vol.23, No.4, pp.1628-1639, 2009
2. B.M. Phares, T.J. Wipf, F.W. Klaiber, A. Abu-Hawash, Y.S. Lee, "Strengthening of Steel Girder Bridge using FRP", Proceedings of the 2003 Mid-Continent Transportation Research Symposium, Ames, Iowa, 2003
3. K.H. Tan, C.K. Ng, "Effect of Shear in Externally Prestressed Beams", ACI Structural Journal, Vol.95, No.2, pp.116-128, 1998
4. S.T.K. Ng, K. Soudki, "Shear Behavior of Externally Prestressed Beams with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Tendons", ACI Structural Journal, Vol.107, No.4, pp.443-450, 2010
5. D.K. Park, J.H. Lee, "Inelastic Nonlinear Analysis of Structures with Under-Tension System", Journal of the Korean Association for Sp

- atial Structures, Vol.9, No.2, pp.91-97, 2009 (in Korean)
6. K.J. Shin, J.H. Lim, Y.S. Oh, J.H. Moon, "An Experimental Study on the Flexural Behaviour of RC Beams Strengthened with High-Strength Bars", Magazine of Concrete Research, Vol.59, No.7, pp.469-481, 2007
 7. K.J. Shin, S.H. Lee, "Flexural Behaviour of RC Beams Strengthened with High-Tension Steel Rod", Magazine of Concrete Research, Vol.62, No.2, pp.137-147, 2010
 8. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, 2011

- Received : July 11, 2014
- Revised : August 04, 2014
- Accepted : August 12, 2014