

# 외부 PSC 보에서 외부강선의 극한 응력 예측식 제안

유성원<sup>†</sup> · 하헌재<sup>\*</sup>

우석대학교 토목환경공학과 · \*한국건설생활환경시험연구원  
(2010. 8. 3. 접수 / 2010. 10. 12. 채택)

## Proposal on the Prediction Equation of Ultimate stress of External Tendon for the Prestressed Concrete Beams with External Tendons

Sung Won Yoo<sup>†</sup> · Heon Jae Ha<sup>\*</sup>

Department of Civil and Environmental Engineering, Woosuk University

\*Korea Conformity Laboratories

(Received August 3, 2010 / Accepted October 12, 2010)

**Abstract** : Recently, the external prestressed concrete structures are increasingly being built. The mechanical behavior of prestressed concrete beams with unbonded tendon is different from that of normal bonded PSC beams in that the increment of tendon stress was derived by whole member behavior. By this reason, the ultimate stress of external tendon is smaller than that of bonded tendon or internal unbonded tendon. However, in the domestic and abroad code, the equation of ultimate stress of external tendon is not suggested yet, and the equation of ultimate stress of internal unbonded tendon is used instead of that of external tendon. Therefore, in this paper, after effective variables of ultimate stress of external tendon were analyzed, the analytical equation of ultimate stress of external tendon was proposed. And the reasonable coefficients were proposed by statistical work of test results of 25 beam with external tendon. Finally, the practical proposed equation of ultimate stress of external tendon was proposed with analytical and statistical model. The equation of ACI-318 and AASHTO 1994 were not matched with test results and had no correlations, and the proposed equation was well matched with test results. So the proposed equation in this paper will be a effective basis for the evaluation of external tendons in analysis and design.

**Key Words** : prestressed concrete, external unbonded tendon, ultimate flexural behavior, predicted equation of ultimate stress

### 1. 서론

프리스트레스트 콘크리트 부재는 일반적으로 프리스트레스 강재가 단면 내부에 설치되고 또한 그라우팅으로써 부착되어 시공된다. 최근들어 상대적으로 시공이 간편하고, 유지관리가 손쉬운 장점을 가지고 있는 외부 강선을 갖는 PSC 부재가 장대 교량의 신설이나 기존 교량의 보강공사 등에 자주 이용되고 있다. 그러나 내부 강선과 외부 강선의 구조적 거동에 차이가 있으며 그 차이는 다음과 같이 크게 세 가지로 대별된다.

첫째, 일반적으로 내부 강선을 갖는 PSC보의 해석은 콘크리트와 강선이 완전히 부착되어 거동한

다는 가정 하에 단면 적합조건을 이용하게 되나, 외부 강선을 갖는 부재는 내부 강선을 가진 부재와는 다르게 강선을 정착하는 정착부(anchorage)나 강선의 힘을 부재에 전달하고, 강선의 방향을 바꾸는 역할을 하는 편향부(deviator)에서만 부재와 일체거동을 하고 그 이외의 부분에서는 부재의 변형과는 상관없이 직선거동을 보이는 것이 특징이다<sup>1-3)</sup>.

둘째, 외부 강선을 갖는 부재는 외부하중에 의한 처짐이 발생하는 경우, 정착부와 편향부에서만 강선의 변위와 부재의 변위가 일치하므로 부재 변위가 발생할수록 편심량이 변화하여 편심량 변화로 인한 2차 효과가 발생하는 등의 특징을 가지고 있다<sup>1)</sup>.

셋째, 편향부는 외부 비부착 강선의 방향전환 역할을 수행하며 낮은 하중효과에서는 고정단처럼 거동하나, Rao<sup>4)</sup>에 의하면 하중효과가 증가하여 강

<sup>†</sup> To whom correspondence should be addressed.  
imysw@woosuk.ac.kr

선의 마찰력을 초과하면 편향부에서 슬립현상이 발생하여 강선의 이동 및 프리스트레스 효과가 급격히 감소하는 현상을 유발하는 것으로 연구되고 있다.

이러한 외부 강선의 경우, 현재 사용되는 설계식들이 제정되지 않아 내부 비부착 강선의 식을 준용하고 있는 실정이나, 이 식들은 경향성이 없거나, 실제 실험결과보다 크게 평가되어 구조물의 안전에 문제가 있는 등의 문제점들을 안고 있다.

따라서, 본 논문에서는 외부 강선을 가진 PSC 보에서의 외부 강선의 극한 응력을 평가하기 위해서 지간길이/유효깊이, 강선량, 초기힘, 유효응력, 철근비, 콘크리트 압축강도, 편향부의 개수, 강선배

치 형상 및 기존 내부 강선의 유무 등을 변수로 하여 총 22개의 외부강선 부재를 제작하고 비교용으로 부착 강선 부재 3개를 실험 부재에 추가 제작하여 총 25개 부재에 대하여 휨거동 실험을 실시하였으며<sup>3,5)</sup>, 그 결과를 이용하여 새로운 외부강선의 극한 응력 제안식을 제안하였다.

## 2. 기 수행된 실험내용 및 결과<sup>3,5)</sup>

### 2.1. 실험변수 및 부재 형상

실험변수는 지간길이/유효깊이, 강선량, 초기힘, 유효응력, 철근비, 콘크리트 압축강도, 편향부의 개수, 강선배치 형상 및 기존 내부 강선의 영향 등

Table 1. Dimension and tendon profile of test member

ID	Section type	Ext. tendon profile	No. of deviator	Int. tendon profile	Type of loading	L (mm)	L/d <sub>p</sub> , ext	b (mm)	bw (mm)	hf (mm)	d (mm)	d' (mm)	d <sub>p</sub> , ext (mm)	d <sub>p</sub> , int (mm)	
1	ED2-1	T	D	2	-	4	7,500	15	600	220	100	550	50	500	-
2	ED2-2	T	D	2	-	4	7,500	15	600	220	100	550	50	500	-
3	ED2-3	T	D	2	-	4	7,500	15	600	220	100	550	50	500	-
4	ED2-4	T	D	2	-	4	7,500	15	600	220	100	550	50	500	-
5	ES0	T	S	0	-	4	7,500	15	600	220	100	550	50	500	-
6	ES1	T	S	1	-	4	7,500	15	600	220	100	550	50	500	-
7	ES2	T	S	2	-	4	7,500	15	600	220	100	550	50	500	-
8	BS	T	-	B	S	4	7,500	15	600	220	100	550	50	-	500
9	BD	T	-	B	D	4	7,500	15	600	220	100	550	50	-	500
10	B1	R	D	1	-	3	3,000	10	400	-	-	300	50	300	-
11	B2	R	D	1	-	3	3,000	10	400	-	-	300	50	300	-
12	B3	R	D	1	-	3	3,000	10	400	-	-	300	50	300	-
13	B4	R	D	1	-	3	3,000	10	400	-	-	300	50	300	-
14	M1	R	D	1	-	3	3,000	15	300	-	-	200	50	200	-
15	M2	R	D	1	-	3	3,000	15	300	-	-	200	50	200	-
16	M3	R	D	1	-	3	3,000	15	300	-	-	200	50	200	-
17	M4	R	D	1	-	3	3,000	15	300	-	-	200	50	200	-
18	S1	R	D	1	-	3	3,000	20	250	-	-	150	50	150	-
19	S2	R	D	1	-	3	3,000	20	250	-	-	150	50	150	-
20	S3	R	D	1	-	3	3,000	20	250	-	-	150	50	150	-
21	S4	R	D	1	-	3	3,000	20	250	-	-	150	50	150	-
22	MPSB	R	-	B	P	3	3,000	7.9	300	-	-	380	50	-	380
23	MPS1	R	D	1	P	3	3,000	7.9	300	-	-	380	50	380	380
24	MPS2	R	D	1	P	3	3,000	7.9	300	-	-	380	50	380	380
25	MPS3	R	D	1	P	3	3,000	7.9	300	-	-	380	50	380	380

\* Section type : T, R(rectangular)

\*\* Tendon profile : D(Draped), S(straight), P(parabolic)

\*\*\* No. of deviator : Number(0, 1, 2), B(Bond)

\*\*\*\* For the T-shape, steel ratio was calculated same as rectangular section

\*\*\*\*\* Type of loading : 4 point(1/3 point loading), 3 point(center point loading)

Table 2. Tendon and reinforcement of test member

ID	Ext. tendon $f_{pe}$ (MPa)	Int. tendon $f_{pe}$ (MPa)	Int. tendon $f_{ps}$ (MPa)	$f_{ck}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{p, ext}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{p, int}$ (mm <sup>2</sup> )
1	$0.60f_{pu}$	-	-	35	392	$0.06\rho_b$	506.8	830	-
2	$0.55f_{pu}$	-	-	35	392	$0.06\rho_b$	506.8	830	-
3	$0.45f_{pu}$	-	-	35	392	$0.06\rho_b$	506.8	830	-
4	$0.30f_{pu}$	-	-	35	392	$0.06\rho_b$	506.8	1660	-
5	$0.60f_{pu}$	-	-	35	392	$0.06\rho_b$	506.8	830	-
6	$0.60f_{pu}$	-	-	35	392	$0.06\rho_b$	506.8	830	-
7	$0.60f_{pu}$	-	-	35	392	$0.06\rho_b$	506.8	830	-
8	-	$0.60f_{pu}$	1,683	35	392	$0.06\rho_b$	506.8	-	830
9	-	$0.60f_{pu}$	1,683	35	392	$0.06\rho_b$	506.8	-	830
10	$0.50f_{pu}$	-	-	45.6	448	$0.50\rho_b$	1400.5	592.3	-
11	$0.50f_{pu}$	-	-	45.6	448	$0.25\rho_b$	774.2	592.3	-
12	$0.50f_{pu}$	-	-	31.1	347	$0.50\rho_b$	1586.4	592.3	-
13	$0.50f_{pu}$	-	-	31.1	347	$0.25\rho_b$	774.2	592.3	-
14	$0.60f_{pu}$	-	-	45.6	448	$0.50\rho_b$	397.2	394.8	-
15	$0.60f_{pu}$	-	-	45.6	448	$0.25\rho_b$	859.5	394.8	-
16	$0.60f_{pu}$	-	-	31.1	347	$0.50\rho_b$	523.9	394.8	-
17	$0.60f_{pu}$	-	-	31.1	347	$0.25\rho_b$	523.9	394.8	-
18	$0.75f_{pu}$	-	-	45.6	448	$0.50\rho_b$	523.9	197.4	-
19	$0.75f_{pu}$	-	-	45.6	448	$0.25\rho_b$	253.4	197.4	-
20	$0.75f_{pu}$	-	-	31.1	347	$0.50\rho_b$	573.0	197.4	-
21	$0.75f_{pu}$	-	-	31.1	347	$0.25\rho_b$	253.4	197.4	-
22	-	$0.60f_{pu}$	1,490	38.2	448	$0.22\rho_b$	506.8	-	832.2
23	$0.40f_{pu}$	$0.60f_{pu}$	1,490	38.2	448	$0.22\rho_b$	506.8	394.8	832.2
24	$0.60f_{pu}$	$0.60f_{pu}$	1,490	38.2	448	$0.22\rho_b$	506.8	394.8	832.2
25	$0.40f_{pu}$	$0.60f_{pu}$	1,490	38.2	448	$0.22\rho_b$	506.8	592.3	832.2

\* Internal tendon  $f_{ps}$  was calculated by equation  $f_{ps} = f_{pu} [1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} (\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p} (w - w'))]$

\*\* Tensile strength of tendon  $f_{pu} = 1,813\text{MPa}$

\*\*\* Yield stress of tendon  $f_{py} = 1,700\text{MPa}$

으로 구분되며, 이러한 변수로 총 22개의 부재의 휨거동 실험을 실시하였다. 실험 변수들은 Table 1 및 2에 나타내었다. 또한 각 실험 부재의 강선 형상, 편향부의 개수 및 위치는 Fig. 1에, 각 부재들의 철근 배근 형상은 Fig. 2에 나타내었으며, 제작 완료된 부재와 하중 재하장치 형상은 Fig. 3에 나타내었다.

## 2.2. 콘크리트

실험 부재 제작에 사용된 콘크리트는 압축강도가 28, 35 및 42 MPa인 레미콘을 이용하였다. 콘크리트에 사용된 시멘트는 1종 보통 포틀랜드 시멘트이며, 쇄석과 쇄사를 사용하였으며, 콘크리트의 압축강도 실험 결과는 다음 Table 3에 나타내었다.

실험 부재는 실내에서 제작하였으며, 콘크리트의 다짐은 레미콘의 타설 후 최초 7일간은 습윤 양생을 그 이후에는 기건 양생을 실시하였다. 또한 타설 3일이 경과된 후에 거푸집을 탈형하였다.

## 2.3. 철근 및 PC강연선

실험 부재에 사용된 철근은 Fig. 2에 나타낸 바와 같으며, 전단파괴가 발생되지 않게 설계기준 값으로 배근하였다. 한편 사용된 철근은 SD300, 400으로 직접인장실험 결과 항복강도는 평균 312MPa, 445MPa로 나타났다. 또한 실험 부재에 사용된 PC강연선은 12.7, 15.2mm 7연선(SWPC 7B)을 사용하였으며, 직접인장실험 결과, 인장강도( $f_{pu}$ )는 평균 1,799, 1,836MPa, 탄성계수는 205.1, 209.4GPa로 나

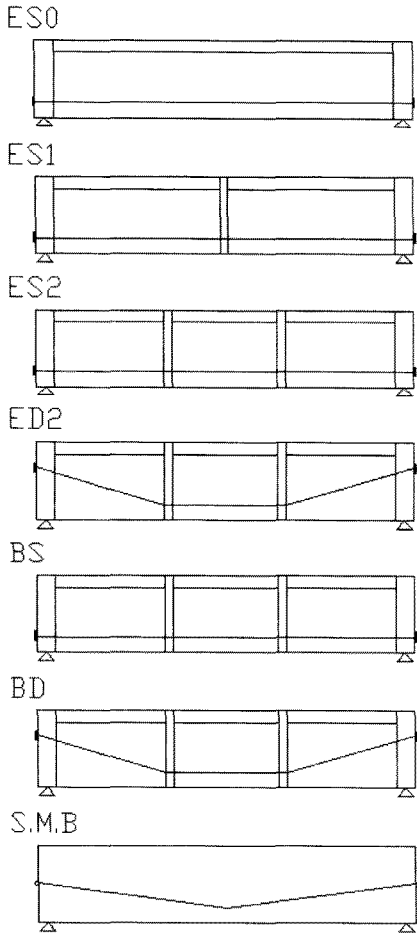


Fig. 1. Tendon profile and deviators for test members.

타났다. 한편 실험 부재에 작용시킨 유효프리스트레스( $f_{pe}$ )는 Table 2에 나타낸 바와 같다.

2.4. 측정 센서의 설치

Fig. 2에 나타낸 바와 같은 실험 부재의 변형률, 처짐, 긴장력, 균열폭 및 강선 슬립량 등을 측정하기 위하여 철근용 변형률 게이지, 콘크리트용 변형률 게이지, LVDT, Load cell, 강선 변형률 측정용 Tensmac 등을 설치하였다. 또한 강선의 슬립량을 측정하기 위하여 Wire 형태의 LVDT를 설치하였다. 처짐 측정용 LVDT와 변형률 게이지는 실험 부재의 중앙점, 1/3점에 설치하였으며, Load cell은 긴장단에 설치하였다. 한편 Tensmac은 강선의 좌우 중앙에 각각 설치하였으며 스트레인지지와 동시에 설치하여 그 결과치를 비교하였으며, 강선의 슬립량 측정을 위한 LVDT는 편향부 인접부에 설치하였다. 그리고 콘크리트에 휨균열이 발생하는 즉

시 균열폭 게이지를 설치하여 측정하였으며, 또한 균열 발생현황을 스케치하였다. Tensmac과 스트레인지지에서 얻어진 변형률 값들은 PS강연선의 직접인장시험에서 구해진 탄성계수 결과를 곱하여 응력을 도출하였다.

2.5. 하중재하 방법

실험 부재들의 하중재하는 콘크리트에 휨균열이 발생하기 전에는 5kN씩 증분하여 하중제어방법에 의해서 가력하였으며, 휨균열 발생 후부터 철근 항복하기 전까지는 10kN씩 증분하여 역시 하중제어방법으로 가력하였으며, 그 이후부터는 1mm씩 증분하여 변위제어방법으로 가력하였다.

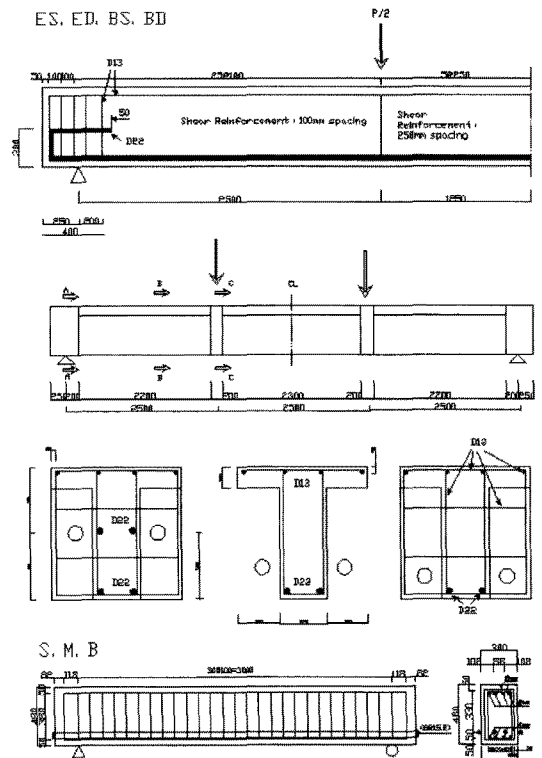


Fig. 2. Reinforcement detail of test members.

Table 3. Test results of concrete compressive strength

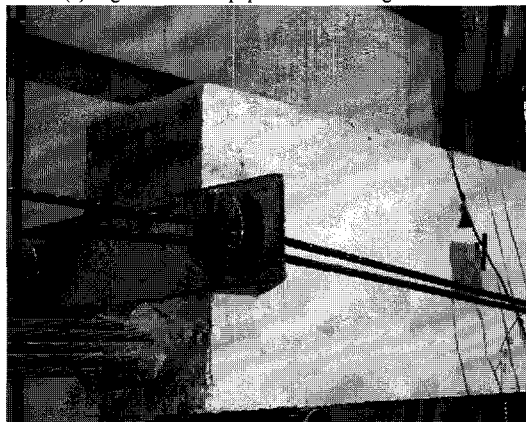
ID	$f_c$ (MPa)			slump(cm)	air(%)
	7day	28day	test		
42	34.8	42.6	45.6	13	2.6
	7day	28day	test		
35	27.6	36.1	38.2	12	3.2
	7day	28day	Test		
28	20.5	29.7	31.1	14	4.1
	7day	28day	Test		



(a) Figure of test equipment for T beam



(b) Figure of test equipment for rectangular beam



(c) Figure of anchorage of external tendon

Fig. 3. Test member and loading frame.

## 2.6. 균열, 항복 및 극한하중

실험 부재들의 휨 파괴 실험 결과에서 얻어진 콘크리트에 균열이 발생된 균열하중, 인장 철근의 항복하중, 극한하중 및 외부 강선의 극한 변형률과 응력의 증가량 결과는 Table 4에 나타내었다.

Table 4에서 알 수 있듯이 외부강선만 배치된 실험 부재들은 모두 휨파괴가 발생되었으나, 내부강선을 배치하고 추가로 외부 강선을 배치한 실험 부

재들은 대부분 압축파괴가 발생되었다. 또한, 외부 강선의 응력 증가량의 경우, 지간길이가 크고 단면이 큰 경우에 큰 값을 나타내고 있으며, 특히 외부 강선 부재들의 균열하중은 부착강선 부재의 균열하중과의 차이가 거의 없는 것으로 나타나 균열 발생 이전의 외부 강선 PSC부재는 부착 강선 PSC부재와 큰 거동 차이가 없음을 알 수 있었으나 균열이 발생한 이후에는 부착 강선 부재와 외부 강선 부재의 거동의 차이가 큼을 알 수 있다.

한편, 유효 긴장력이 다소 작더라도 강선량이 많으면 비록 외부 강선일지라도 부착 강선과 유사한 것으로 나타났다.

따라서 외부강선의 극한 응력은 기존의 ACI-318과는 다르게 외부강선의 긴장력, 유효응력 및 기존의 부착강선 유무 등에 큰 영향을 받는 것으로 나타나, 이러한 여러 영향인자를 고려할 수 있는 새로운 예측식이 필요함을 알 수 있었다.

## 3. 외부 강선의 극한 응력 평가

### 3.1. 기존 설계규정과의 비교

#### 3.1.1. ACI 318 규정

비부착 강선의 극한응력 증가량을 결정하기 위해서 1971년 ACI규정에서는 다음 식 (1)을 제안하였다. 식 (1)은 Mattock<sup>6)</sup>이 수행한 단순지지 부재의 실험결과에 의해서 제안되었으나, Gamble과 Mojtahedi<sup>7)</sup>는 트러스요소를 이용한 이론적 접근에 의해 식 (1)의 변수인  $f'_c/\rho_p$  외에 지간길이-유효깊이비 ( $L/d_p$ )에도 영향을 받는 것으로 발표하였다.

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_{ck}}{100 \rho_p} \leq f_{py} \quad \text{or } (f + 400) \text{ (MPa)} \quad (1)$$

여기서,  $f_{pe}$  = 유효프리스트레스이며,  $f_{py}$  = 강선의 항복강도,  $f'_c$  = 콘크리트 압축강도이다.

Gamble과 Mojtahedi<sup>7)</sup>의 연구결과에 의해 1983년에 ACI규정은 식 (1)은 지간길이-유효깊이비가 35 이하의 경우로 제한함과 동시에 지간길이-유효깊이비가 35를 초과하는 경우는 다음 식 (2)를 규정하여 현재에 이르고 있다.

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_{ck}}{300 \rho_p} \leq f_{py} \quad \text{or } (f_{pe} + 210) \text{ (MPa)} \quad (2)$$

Table 4. Cracking, yielding and ultimate load of test members and Increment of ultimate strain and stress for external tendon

ID	Crack Load (kN)	Yield Load (kN)	Ultimate Load (kN)	Ultimate/Yield Load	failure Pattern	increment of ultimate strain(x10 <sup>-6</sup> )	increment of ultimate stress f <sub>ps</sub> (MPa)	Ext. tendon f <sub>pe</sub> (MPa)	Ultimate stress of ext. tendon f <sub>ps</sub> (MPa)
1	313.6	431.2	529.2	1.23	flexure	2,171	456	1,069	3,696
2	235.2	392.0	470.4	1.20	flexure	2,160	454	980	3,594
3	196.0	366.5	401.8	1.10	flexure	2,311	485	784	3,580
4	313.6	509.6	588.0	1.15	flexure	1,661	349	534	2,544
5	235.2	386.1	403.8	1.05	flexure	992	208	1,069	2,269
6	313.6	493.9	529.2	1.07	flexure	1,183	248	1,069	2,500
7	274.4	476.3	495.9	1.04	flexure	1,270	267	1,069	2,606
8	292.0	509.6	590.0	1.16	flexure	-	-	-	-
9	303.8	509.6	568.4	1.12	flexure	-	-	-	-
10	137.2	617.4	620.3	1.01	flexure	275	58	890	1,223
11	107.8	411.6	413.6	1.01	flexure	448	94	890	1,432
12	117.6	553.7	583.1	1.05	flexure	322	68	890	1,280
13	98.0	303.8	374.4	1.23	flexure	476	100	890	1,466
14	24.5	191.1	228.3	1.19	flexure	-	-	-	-
15	39.2	151.9	209.7	1.38	flexure	766	161	939	1,866
16	44.1	186.2	268.5	1.44	flexure	651	137	939	1,727
17	34.3	127.4	145.0	1.14	flexure	-	-	-	-
18	34.3	144.5	165.0	1.14	flexure	637	134	1,418	2,189
19	29.4	85.3	117.2	1.37	flexure	677	142	1,418	2,237
20	24.5	107.8	153.5	1.42	flexure	344	72	1,418	1,834
21	24.5	80.8	104.7	1.30	flexure	489	103	1,418	2,010
22	138.2	-	632.1	-	compression	-	-	-	-
23	84.5	-	424.3	-	local	267	56	760	1,083
24	255.3	-	757.9	-	compression	-	-	-	-
25	191.6	-	753.6	-	compression	294	62	760	1,116

\* ID 8, 9, 22 members have internal bonded tendon only.

\*\* The correct value of ultimate strain could not be obtained in case of ID 14, 17, 24 members

ACI-318에서 제시하고 있는 식 (1) 및 (2)의 비부착 강선의 극한 응력식은 최소 철근 부재에 설치된 비부착 강선을 가진 보를 근거로 제안된 식으로 여러 실험 결과와 잘 일치하지 않으며, 경향성도 없는 것으로 최근 연구결과에서 나타나고 있다<sup>8)</sup>.

### 3.1.2. AASHTO 규정

1983년의 AASHTO규정 역시 ACI와 유사하였으나, 1994년에 지간길이-유효깊이비와 부착감소계수(Bond Reduction Factor) 및 작용하중형태를 변수로 하여 다음 식 (3a)과 같이 개정하였다.

$$f_{ps} = f_{pe} + \Omega_u E_p \epsilon_{cu} \left( \frac{d_p}{c} - 1 \right) \frac{L_1}{L_2} \leq 0.94 f_{py} \quad (3)$$

여기서,  $\Omega_u$  (부착감소계수)

$$= \frac{1.5}{L/d_p} : 1\text{점 집중하중 경우,}$$

$$\frac{3.0}{L/d_p} : 2\text{점 집중하중 또는 등분포하중경우}$$

$$c = \frac{A_p f_{ps} + A_s f_y - A_s' f_y' - 0.85 \beta_1 f_c' (b - b_w) h_f}{0.85 \beta_1 f_c' b_w}$$

$L/d_p$  = 지간길이-강선의 유효깊이비,  $L_1$  = 하중을 받는 지간길이,  $L_2$  = 강선의 길이  $\epsilon_{cu}$  = 콘크리트 압축연단의 극한변형률(-0.003),  $E_p$  = 강선의 탄성계수,  $d_p$  = 강선의 유효깊이,  $A_s'$ 와  $f_y'$  = 압축철근의 면적과 항복강도,  $b$  = 플랜지의 유효폭,  $b_w$  = 복부 폭 및  $h_f$  = 플랜지의 두께이다.

이러한 AASHTO의 개정은 Naaman과 Alkhairi<sup>9)</sup>의 연구결과에 근거한 것으로 그들은 내부 비부착 강선의 응력증가량은  $f_c'/\rho_p$  보다는  $c/d_p, L/d_p$  및 작

용 하중형태에 의존하는 것으로 주장하였다. 한편, 1998년에 AASHTO는 1994년 식의 단순화를 위해서 개정하였다. 그러나, 본 논문에서는 좀 더 정확한 비교를 수행하기 위하여 AASHTO 1994 규정을 본 연구 실험 결과와의 비교대상으로 하였다.

3.1.3. 각 규정과 실험 결과의 비교

본 연구에서 수행한 실험에서 얻어진 외부 강선의 극한 응력 결과와 ACI-318, AASHTO 1994에 의한 극한 응력 계산 결과를 다음 Table 5와 Fig. 4에 나타내었다. Table 5와 Fig. 4에서 알 수 있듯이 실험결과와의 기존 설계식들과의 상관성은 좋지 않게 나타났다. 그 결과를 좀 더 자세히 고찰해보면, ACI-318에 의한 결과는 강선의 응력 증가량 값이 항상 70 MPa 이상의 값으로 나타나며, 긴장력 혹은 유효응력이 차이를 전혀 반영하지 못하고 있고 특히, 강선의 응력 증가량 값이 큰 경우에는 그 결과가 실험결과보다 상당히 작게 나타나, 지나치게 보수적인 것으로 판단된다. 한편 AASHTO 1994는 ACI-318과는 다르게 강선량, 초기 힘 및 유효응력 등의 변화에 적절하게 영향을 받고 있는 것으로 나타났지만 내부 비부착 강선의 실험 결과를 이용하

여 작성된 이유로 강선의 응력 증가량 값이 큰 경우에는 외부 강선 실험결과보다 지나치게 큰 결과를 유발하고 있는 것으로 평가된다. 따라서, 큰 경향성이 없고, 각각의 설계변수를 반영하지 못하는 등의 문제점이 나타난 이유로 새로운 제안식으로서의 확장 및 수정이 필요할 것으로 판단된다.

3.2. 극한 응력 예측 제안식

3.2.1. 극한 응력에 대한 매개변수 영향 분석

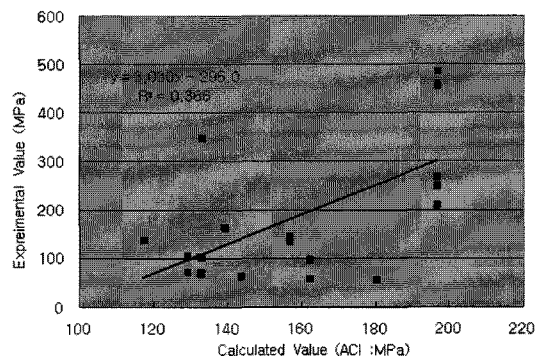
기존 시방서 식들은 분석하고, 실험결과와 비교한 결과, 비부착 강선의 극한 응력은 강선 유효깊이와 중립축 깊이의 비의 함수임을 알 수 있었으며, 오병환과 유성원은<sup>1)</sup>  $c/d_{ps}$ (중립축깊이/극한유효깊이)가 주변수인 것으로 제안하였다. 또한 유효프리스트레스  $f_{pe}$ 의 크기 역시 큰 영향변수는 아닌 것으로 보고하였다.

3.2.2. 제안된 극한 응력 예측식

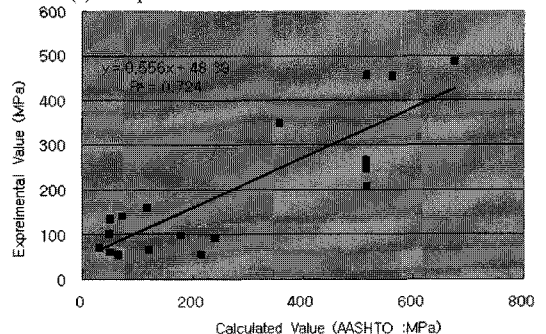
앞서 기존 시방서 식<sup>(6,7,9-11)</sup>들은 분석하고, 실험결과와 비교하고, 그리고 기존 연구를 분석한 결과, 비부착 강선의 극한 응력은 강선 유효깊이와 중립축 깊이의 비의 함수임을 알 수 있으며, 응력은 단

Table 5. Comparison between test results and Code

ID	Increment of ultimate stress $\Delta f_{pu}$ (MPa)		
	Test results	Code	
		ACI	AASHTO
1	456	197	516
2	454	197	562
3	485	197	676
4	349	133	359
5	208	197	516
6	248	197	516
7	267	197	516
10	58	162	216
11	94	162	242
12	68	133	121
13	100	133	179
15	161	139	119
16	137	117	53
18	134	157	51
19	142	157	73
20	72	129	32
21	103	129	50
23	56	180	66
25	62	144	52



(a) Comparison between test results and ACI-318



(b) Comparison between test results and AASHTO 1994

Fig. 4. Comparison between test results and Code.

면 종속이 아니라 부재 종속이라는 특성을 고려할 때 변형을 적합조건식으로부터 구해진 응력에 부재종속의 특징을 고려함이 타당할 것으로 판단된다. 이러한 부재종속 및 내부 혹은 외부 강선을 반영하기 위하여 박상렬 등<sup>8)</sup>이 제안한 응력 평준화 계수를 수정하여 고려하였다. 이러한 근거로 유도된 비부착 강선의 극한 응력은 다음 식 (6)과 같이 표시할 수 있다. 특히 강선과 콘크리트의 접촉점 수를 고려한 응력 평준화 계수  $\Phi_{uc}$ 는 유성원<sup>2)</sup>에서 언급된 결과로 외부강선에서 정착부와 편향부의 수를 10으로 나눈 값으로 정착부와 편향부 수의 합이 10 이상이면 내부 비부착 강선과 거동이 거의 일치하는 근거로 제안된 값이다. 예를 들면 단순보에서 양단 정착부와 중앙에 편향부가 1개소 존재한다면  $\Phi_{uc} = 0.3 (= 3/10)$ 으로 결정된다.

$$f_{ps} = f_{pe} + \Phi_u E_p \varepsilon_{cu} \left( \frac{d_p}{c_u} - 1 \right) \quad (6)$$

여기서,

$\Phi_u = \Phi_{ud}^2 \times \Phi_{um} \times \Phi_{uc}$  : 응력 평준화 계수

$\Phi_{ud} = \frac{\bar{d}_p}{d_p} = \int_0^L d_{px} dx / (Ld_p)$  : 강선 깊이 변화를 고려한 응력 평준화 계수

$\Phi_{um} = \frac{\bar{M}}{M} = \int_0^L M_x dx / (LM)$  : 휨모멘트 변화를 고려한 응력 평준화 계수

$\Phi_{uc} = \frac{\text{콘크리트와 접촉점수}}{10} \leq 1.0^2)$  : 강선과 콘크리트간의 접촉정도를 고려한 응력 평준화 계수(비부착 내부 강선=1)

$$c_u = \frac{A_{p(u)}f_{py(u)} + A_{p(b)}f_{py(b)} + A_s f_y - A_s' f_y}{0.85f_{ck}b\beta_1} : \text{직사}$$

각형 단면

$$c_u = \frac{(A_{p(u)}f_{py(u)} + A_{p(b)}f_{py(b)} + A_s f_y - A_s' f_y - 0.85f_{ck}(b-b_0)h_f / (0.85f_{ck}b_0\beta_1))}{0.85f_{ck}b\beta_1} : \text{T형 단면}$$

한편 변형을 적합조건식을 엄밀하게 적용하면 식 (6)에서의 콘크리트, 철근 및 강선이 모두 극한 상태에 도달했을 때의 중립축 깊이 “cu”를 적용하는 것보다는 실제 중립축 깊이 “c”를 적용하는 것이 타당하나, 두 값의 차이로 인한 결과는 계수의 차이로 나타날 뿐 결과의 차이는 거의 없어 단순히 적용하였다.

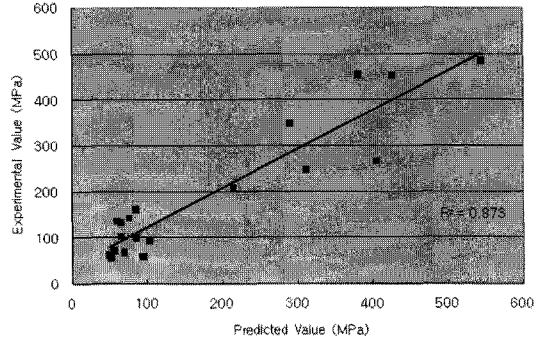


Fig. 5. Relationship analysis result between test result and proposed equation.

비부착 강선의 선형탄성 가정과 최대 중립축 가정 등을 고려하여 일반적인 형태로 식 (6)을 수정하면 다음 식 (7)과 같다.

$$f_{ps} = f_{pe} + \Delta f_{ps} = f_{pe} + [\beta + \alpha \Phi_u E_p \varepsilon_{cu} \left( \frac{d_p}{c_u} - 1 \right)] \quad (7)$$

이때  $\alpha$ 와  $\beta$ 는 실험 등을 통해서 얻어진 결과를 통계적 처리를 통하여 구할 수 있다.

Fig. 5는 식 (7)에서의 계수  $\alpha$ 와  $\beta$ 를 구한 회귀 분석 그림으로서, 이 경우의 회귀분석 결과에 의한 계수값인  $\alpha$ 와  $\beta$ 는 각각 0.85과 40일 때 실험값과 예측값 간의 상관성이 가장 좋은 것으로 나타났으며, 이때의 상관계수는 약 0.873 정도로 나타났다.

### 3.2.2. 제안된 극한 응력 예측식과 기존 규정들과의 비교

제안된 응력 예측식, ACI-318 및 AASHTO 1994에 의한 응력 값과의 비교 결과 및 이들 응력 값을 이용하여 구해진 휨모멘트의 비교 결과는 Table 6에 나타내었다.

Table 6에서 보듯이 본 연구에서 유도 제안된 식이 실험결과와 잘 맞고 있는 것을 볼 수 있으며 다른 시방서 식들은 안전율을 고려하여 작성된 점과 내부 비부착 강선 부재만을 근거하여 작성된 점을 감안하더라도 실험결과보다 다소 크게 계산되고 또한 안전측에 들지 않는 경우도 있음을 알 수 있다. 또한 전반적인 경향을 보면 제안 식, AASHTO 1994 및 ACI-318의 순서로 강선의 극한 응력이 예측되어지고 있는 것으로 나타났다.

그러나 외부 강선의 유효 프리스트레스가 크고, 철근량이 많은 경우의 강선응력예측값은 AASHTO



Table 6. Comparison of ultimate tendon stress and ultimate moment with code, proposed equation and test result

(Unit : MPa, kN-m)

ID	$\Delta f_{ps, test}$	$\Delta f_{ps, predicted}$			$\Delta f_{ps, predicted} / f_{ps, test}$			$M_{test}$	$M_{predicted}$			$M_{predicted} / M_{test}$		
		Proposed equation	ACI	AA-SHTO	Proposed equation	ACI	AA-SHTO		Proposed equation	ACI	AA-SHTO	Proposed equation	ACI	AA-SHTO
1	456	380	197	516	0.83	0.43	1.13	992	701	625	758	0.71	0.63	0.76
2	454	426	197	562	0.94	0.43	1.24	882	684	589	740	0.78	0.67	0.84
3	485	544	197	676	1.12	0.40	1.39	753	652	508	706	0.87	0.67	0.94
4	349	290	133	359	0.83	0.38	1.03	1103	784	654	840	0.71	0.59	0.76
5	208	215	197	516	1.03	0.94	2.48	757	633	625	758	0.84	0.83	1.00
6	248	311	197	516	1.25	0.79	2.08	992	673	625	758	0.68	0.63	0.76
7	267	405	197	516	1.52	0.74	1.93	930	712	625	757	0.77	0.67	0.81
10	58	95	162	216	1.64	2.81	3.75	465	414	423	430	0.89	0.91	0.92
11	94	103	162	242	1.09	1.73	2.57	310	323	331	341	1.04	1.07	1.10
12	68	69	133	121	1.02	1.97	1.79	437	414	421	420	0.95	0.96	0.96
13	100	85	133	179	0.85	1.33	1.79	281	290	296	302	1.03	1.05	1.07
15	161	85	139	119	0.53	0.87	0.74	157	127	130	129	0.81	0.83	0.82
16	137	59	117	53	0.43	0.86	0.39	201	156	158	155	0.77	0.78	0.77
18	134	65	157	51	0.49	1.17	0.38	124	87	88	87	0.70	0.71	0.70
19	142	76	157	73	0.54	1.10	0.51	88	65	66	65	0.74	0.75	0.74
20	72	56	129	32	0.77	1.79	0.44	115	76	76	75	0.66	0.66	0.65
21	103	65	129	50	0.63	1.26	0.48	79	57	58	57	0.73	0.74	0.72
23	56	52	180	66	0.92	3.22	1.19	318	602	609	602	1.89	1.91	1.89
25	62	49	144	52	0.80	2.32	0.84	565	631	637	631	1.12	1.13	1.12

와는 유사하나, ACI규정보다는 정확도가 떨어지는 현상이 나타나고 있다(부재 15, 16, 18, 19의 경우). 이러한 현상은 통계처리과정 중 오차 및 실험과정 중 콘크리트의 극한 변형률을 초과하는 하중의 가력 등에 의해서 나타난 현상으로 판단되나, 실 구조물에서 유효 프리스트레스가  $0.6f_{pu}$ 이하인 점을 감안하면 제안된 식의 적용에는 무리가 없을 것으로 판단된다.

또한 계산된 모멘트 값은 외부강선의 극한 응력 값보다는 각 규정과의 차이가 줄어들며, ACI의 결과는 제안된 식과 AASHTO의 결과와 차이가 크며, AASHTO와 제안식에 의한 모멘트 값은 거의 차이가 없는 것으로 나타났다.

#### 4. 결론

본 연구에서는 외부 강선을 가지는 프리스트레스 트 콘크리트 보에서 외부 강선의 극한 응력식을 제안하였으며, 이로부터 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) ACI-318 및 콘크리트 구조설계기준에서 제시

하고 있는 비부착 강선의 극한 응력식은 최소 철근 부재에 설치된 비부착 강선을 가진 보를 근거로 제안된 식으로 여러 실험 결과와 잘 일치하지 않으며, 경향성도 없는 것으로 나타났다.

- 2) 기존의 실험결과들을 분석하여 외부 강선의 극한응력에 대한 예측식을 제안하였다.

- 3) 제안된 예측식은 실험결과와 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났으며, 기존 규정 등과 비교할 때, 다른 시방서 식들은 안전율을 고려하여 작성된 점과 내부 비부착 강선 부재만을 근거하여 작성된 점을 감안하더라도 실험결과보다 다소 크게 계산되고 또한 안전측에 들지 않는 경우도 있음을 알 수 있다.

- 4) 또한 전반적인 경향을 보면 제안 식, AASHTO 1994 및 ACI-318의 순서로 강선의 극한 응력이 예측되어지고 있는 것으로 나타났다.

- 5) 외부 강선의 극한 휨거동 평가, PSC 부재 해석 및 설계 시 본 연구에서 제안된 식은 유용한 기초가 될 것으로 사료된다.

감사의 글 : 이 논문은 2010학년도 우석대학교

교내학술연구비 지원에 의하여 연구되었음.

### 참고문헌

- 1) 오병환, 유성원, “외부 비부착 강선을 가진 PSC 교량의 휨거동 해석기법 및 해석 프로그램 개발”, 대한토목학회논문집, 제19권, 제I-5호, pp. 761~771, 1999.9.
- 2) 유성원, “외부 비부착 강선을 가진 프리스트레스트 콘크리트 부재의 극한 휨거동 해석”, 서울대학교, 박사학위논문, 1999.
- 3) 조윤구, “편향부와 강선구배 특성을 고려한 외부 프리스트레스트 콘크리트 보의 휨거동에 관한 실험적 연구”, 서울대학교, 박사학위논문, 2002.
- 4) P. S. Rao, “Behavior of External PS Concrete Beams with Multiple deviators”, ACI, Structural Journal, Vol. 93, No. 4, 1996.
- 5) 홍성수, 유성원, 박승범, “비부착 PSC 보에서의 슬립이 없는 강선의 극한 응력 예측에 관한 연구”, 대한토목학회논문집, 제28권, 제4A호, pp. 537~548, 2008.7.
- 6) Mattok, A. H., and Yamazaki, J., and Katula, B., “Comparative Study of prestressed Concrete Beams, With and Without Bond”, ACI Journal, Proceedings, Vol. 68, No. 2, February, pp. 116~125, 1971.
- 7) Mojtahedi, S., and Gamble, W., “Ultimate Steel Stress in Unbonded Prestressed Concrete”, J. of Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST7, July, pp. 1159~1165, 1978.
- 8) 박상렬, 양철영, 김창훈, “CFRP 긴장재를 이용한 외부보강 철근콘크리트 보의 극한 휨강도”, 한국 콘크리트학회논문집, 제27권, 제5A호, pp. 671~679, 2007.10.
- 9) Naaman, A. E. and Alkhairi, F. M., “Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons: Part 2 - Proposed Methodology”, ACI, Structural Journal, Vol. 88, No. 6, 1991.
- 10) 건설교통부, 도로교 설계기준, 1999.
- 11) 건설교통부, 콘크리트 구조 설계기준, 1999.