

외부보강 콘크리트 보에서 프리스트레싱 강재의 극한응력

박 상 렬

제주대학교 지구환경시스템공학부

Prediction of Ultimate Stress of Tendons in Concrete Beam Strengthened by External Prestressing

Sang-Yeol Park

Dept. of Civil & Environmental Engineering, Cheju National University, Jeju-Do, 690-756, Korea

An investigation of the stress in the internal bonded and external unbonded prestressing tendons at ultimate in concrete beams strengthened by external prestressing is described with particular emphasis on the influences of external tendons on the stress in internal tendons and reinforcing bars and internal tendons on the stress in external tendons. To account for these effects of the other reinforcements and apply to the concrete beams strengthened by external prestressing, ACI and Naaman's independent equations for the calculation of ultimate stress of internal and external prestressing tendons are expanded and modified. The modified and proposed equations are compared with the test results conducted by Harajli. This study show that the ratio of the depths of neutral axis and tendons appears to be a rational parameter for the prediction of the ultimate stress in internal and external prestressing tendons.

Key words : external prestressing, ultimate stress, bonded, unbonded, strengthening

서 론

외부 프리스트레싱(external prestressing)은 기존 콘크리트 교량의 보강에 가장 적합한 기술 중의 하나이며(Virlogues, 1982), 특히 시공의 용이성과 경제적인 이유로 기존 콘크리트 구조물의 보강에 가장 널리 쓰이고 있는 공법중의 하나이다(Naaman, 1990). 외부 프리스트레싱 보강공법은 프리스트레싱 강재를 부재단면 밖에 설치하여 보강하는 방법인데, 근래에는 기존 교량의 보강뿐만 아니라 추후 보강의 필요성에 대비하기 위하여 신설교량에도 사용되고 있다. 여기서 보강이라 함은 극한상태에서 부재의 공칭강도를 증가시켜 안전성을 높이거나 사용하중 하에서 변형(균열의 크기, 처짐 등)의 정도를 감소시킴으로써 사

용성을 향상시키는 것을 의미한다. 외부 프리스트레싱 보강공법의 장점은 크게 세 가지로 첫째는 시공의 단순성으로 강재 설치가 매우 용이하다는 점이다. 둘째는 프리스트레싱 강재가 외부에 노출되어 강재의 상태를 점검하기 쉽고, 부식이나 기타 이유로 강재에 하자가 발생할 경우 대체가 가능하다. 셋째는 다른 공법에 비해 보강효과가 매우 크고, 보강 정도를 조정하기 쉬운 점이다.

구조적으로 외부 프리스트레싱으로 보강된 철근 콘크리트 보나 프리스트레스트 콘크리트 보는 외부 비부착 강재를 가진 부분 프리스트레스트 콘크리트 보로 분류될 수 있는데, 이 부재는 철근, 내부 부착 프리스트레싱 강재 및 외부 비부착 프리스트레싱 강재로 보강되어 있다(Naaman, 1987). 그러나 이렇게 다른 종류의 강재를 조합하여 사용하는 것은 부재의 해석과 설

계를 보다 복잡하고 어렵게 만든다. 비록 외부 프리스트레싱 보강공법이 시공의 단순성이나 경제적인 이유로 선호되지만 외부 프리스트레싱 텐던으로 보강된 콘크리트 보의 휨모멘트 강도 계산을 위한 프리스트레싱 강재의 극한응력 예측식은 아직까지 우리나라 콘크리트 구조 설계기준(건설부, 1999)이나 미국 ACI 시방서(ACI 318-95, 1995)에 마련되어 있지 못하다. 두 시방서의 응력 예측식은 그 내용에 있어서 거의 동일하다.

이제까지 외부 비부착 프리스트레싱 강재로 보강된 내부 부착 프리스트레스트 콘크리트 보의 극한상태에서의 해석방법은 각각의 독립된 응력 예측식을 사용하여 내부 및 외부 프리스트레싱 강재의 응력과 인장력을 계산하고 이를 합한 총 인장력으로 단면해석을 실시하여 극한 휨 모멘트 강도를 구하였다. 여기서 콘크리트 구조설계기준이나 ACI 시방서의 내부 및 외부 프리스트레싱 강재의 극한응력식은 한가지 종류의 프리스트레싱 강재만 사용하였을 때의 예측식으로 이를 철근과 내부 부착 텐던 그리고 외부 비부착 텐던을 함께 갖는 콘크리트 보에 적용하는 것은 적합하지 않다. 왜냐하면 내부 프리스트레싱 강재의 극한응력은 철근과 외부 프리스트레싱 강재의 영향을 받으며, 또한 외부 프리스트레싱 강재의 극한응력 역시 철근과 내부 프리스트레싱 강재의 영향을 받기 때문이다.

Du와 Tao(1985), Campbell과 Chouinard(1991)는 최소 철근량 이상을 갖는 비부착 프리스트레스트 콘크리트 보에서 비부착 프리스트레스트 텐던의 극한응력은 철근의 양이 증가함에 따라 감소한다는 사실을 실험연구로부터 확인하였고 철근의 영향을 포함한 총 보강지수가 극한응력 예측에 합리적인 변수임을 주장하였다. 또한 CAN3-A23.3-M84(1984)는 비부착 프리스트레싱 강재의 극한응력은 텐던과 중립축의 깊이 차의 함수로 표현하고 있어 위 두 연구와 비슷한 결론으로 추론할 수 있다.

한편, 외부 비부착 프리스트레싱 강재로 보강된 콘크리트 보는 비부착 문제뿐만 아니라 보의 변형에 따른 편심변화와 텐던 선형변화, 지지점에서의 마찰력 집중 문제를 갖는다. 편심변화는 보의 변형이 비선형임에도 텐던의 모양은 각 지지점 사이에서 직선을 이루기 때문이다. 텐던의 마찰력은 외부 텐던의 경우 중간 지지점에서의 갑작스런 선형변화에 따른 높은 마찰력에 의해 프리스트레싱 응력이 감소될 수 있다.

본 연구에서는 외부 프리스트레싱 강재로 보강하거나 처음부터 외부 프리스트레싱 강재를 일부 갖는 철근콘크리트 보나 프리스트레스트 콘크리트 보, 혹은 부분 프리스트레스트 콘크리트 보에 있어서 극한상태에서의 각 프리스트레싱 강재의 극한응력을 예측하고자 기존의 독립된 시방식이나 제안식을 서로 다른 강재 종류의 상호 영향을 고려하기 위하여 확장, 수정하여 새로운 응력 예측식을 제안하였다. 이를 위하여 콘크리트 구조 설계기준과 같은 내용의 ACI 시방식을 이용한 각 프리스트레싱 강재의 예측응력과 다른 종류의 프리스트레싱 강재의 영향을 고려하여 확장, 수정한 제안식(ACI 및 Naaman 수정 제안식)에 의한 예측응력을 Haraji(1993)에 의해 행해진 실험으로부터 얻어진 계측응력과 비교하여 그 합리성과 적용성을 검토하였다.

프리스트레싱 강재의 극한응력식

ACI 시방식

부착 프리스트레싱 강재만을 갖는 콘크리트 보에서 ACI 시방서(ACI 318-95, 1995)에 따른 프리스트레싱 강재의 극한응력은 아래와 같으며

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_f}{\beta_1} \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d_s}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right] \quad (1)$$

비부착 프리스트레싱 강재만을 갖는 프리스트레싱 강재의 극한응력은 다음과 같다.

$$\frac{L}{d_e} \leq 35 \text{ 일 때: } f_{ps} = f_{pe} + 10,000 + \frac{f_c'}{100\rho_p} < f_{ps}$$

$$\text{혹은 } f_{ps} + 60,000 \quad (2)$$

$$\frac{L}{d_e} > 35 \text{ 일 때: } f_{ps} = f_{pe} + 10,000 + \frac{f_c'}{300\rho_p} < f_{ps}$$

$$\text{혹은 } f_{ps} + 30,000 \quad (3)$$

ACI 시방식의 확장과 수정

부착 및 비부착 프리스트레싱 강재의 극한응력에 대한 독립된 ACI 시방식 (1), (2) 혹은 (3)을 살펴 보면 모두 강재비의 함수로 되어 있는데 이는 강재량

에 따른 인장력과 강재 깊이의 함수임을 뜻한다. 또한 인장력은 중립축의 깊이를 결정할 수 있어 강재의 극한 응력은 중립축의 깊이와 강재 깊이의 함수로 나타낼 수 있다. 다음은 그 과정을 설명하고 있다.

부착 프리스트레싱 강재의 극한응력식 (1)을 인장력의 항으로 나타내면 다음과 같으며

$$f_{ps(b)} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left\{ \frac{A_{ps(b)} f_{pu}(b) + A_s f_y - A_s' f_y}{bd_{\rho(b)} f_c'} \right\} \right] \quad (4)$$

비 부착 프리스트레싱 강재의 극한응력식 (2)를 인장력의 항으로 나타내면 아래와 같다.

$$f_{ps(ab)} = f_{pe} + 10,000 + \frac{f_c'}{100 \left(\frac{A_{ps(u)} f_{ps(u)}}{bd_{\rho(u)} f_{ps(u)}} \right)} \quad (5)$$

윗 식들을 살펴보면 프리스트레싱 강재의 극한응력 시방식은 부착 프리스트레싱 강재의 경우 자신과 철근, 비부착 프리스트레싱 강재의 경우 자신만에 의한 인장력의 함수로 표시되어 있다. 따라서, 외부 프리스트레싱 강재로 보강된 부착 프리스트레싱 콘크리트 보에서 위와 같은 각각의 독립식을 사용한다면 ACI 시방식의 기준으로 볼 때 각 강재의 극한응력을 높게 평가하여 결국 공칭 휨 모멘트 강도를 높게 평가하는 결과를 가져온다. 그러므로 외부 프리스트레싱 강재로 보강된 콘크리트 보에서 각 프리스트레싱 강재의 극한응력은 다른 종류의 강재 보강정도에 따라 달리 계산되어야 할 것이다. 따라서 외부 프리스트레싱 강재를 갖는 콘크리트 보에서 부착 프리스트레싱 강재의 응력은 비부착 외부 프리스트레싱 강재의 영향을 고려하여 다음과 같이 확장, 수정하였다.

$$f_{ps(b)} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left\{ \frac{A_{ps(b)} f_{pu}(b) + A_{ps(u)} f_{ps(u)} + A_s f_y - A_s' f_y}{bd_{\rho(b)} f_c'} \right\} \right] \quad (6)$$

같은 내용과 방법으로 비부착 강재의 극한응력은 철근과 부착 프리스트레싱 강재의 영향을 고려하여 다음과 같이 확장, 수정하였다.

$$f_{ps(ab)} = f_{pe} + 10,000 + \frac{f_c'}{100 \left(\frac{A_{ps(b)} f_{ps(b)} + A_{ps(u)} f_{ps(u)} + A_s f_y - A_s' f_y}{bd_{\rho(u)} f_{ps(u)}} \right)} \quad (7)$$

위의 각 수정식에서 부착 프리스트레싱 강재의 응력과 비부착 강재의 응력은 보수적으로 최대 한계 값을 사용하였다.

윗 식들을 중립축의 위치와 강재 깊이의 함수로 간단히 나타내면 부착 프리스트레싱 강재의 극한 응력은 아래와 같고

$$f_{ps(b)} = f_{pu} \left[1 - 0.85 \gamma_p \left(\frac{c_u}{d_{\rho(b)}} \right) \right] \quad (8)$$

비부착 프리스트레싱 강재의 극한 응력은 다음과 같다.

$$f_{ps(ab)} = f_{pe} + 10,000 + \frac{f_{ps(u)}}{85 \beta_1} \left(\frac{d_{\rho(u)}}{c_u} \right) \quad (9)$$

여기서 $c_u = \frac{A_{ps(b)} f_{ps(b)} + A_{ps(u)} f_{ps(u)} + A_s f_y - A_s' f_y}{0.85 f_c' b \beta_1}$

은 각 강재가 극한상태에서 동시에 최대 한계응력에 도달하였을 때의 중립축 깊이이다.

Naaman 식의 확장과 수정

Naaman은 부착강재의 극한응력을 중립축과 강재 깊이비의 함수로 이미 제안하였고(Naaman, 1987) 또한 비부착 강재의 극한응력도 극한상태에서의 부착감소계수, Ω_u 를 사용하여 중립축과 강재 깊이비의 함수로 제안하였기 때문에(Naaman, 1993) 서로 다른 종류의 프리스트레싱 강재를 조합 사용한 콘크리트 보에서 비교적 손쉽게 그의 두 식을 위와 같은 내용과 형태로 확장, 수정하였다.

Naaman이 제안한 부착 프리스트레싱 강재의 응력은 아래와 같고

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - 0.3 \frac{c}{d_p} \right) \quad (10)$$

비부착 프리스트레싱 강재의 응력은 다음과 같다.

$$f_{ps} = f_{pe} + \Omega_u E_{ps} \epsilon_{cu} \left(\frac{d_p}{c} - 1 \right) < 0.94 f_y \quad (11)$$

여기서 $\Omega_u = \frac{1.5}{\left(\frac{L}{d_{\rho(u)}} \right)}$ (일점 하중).

$\Omega_u = \frac{3.0}{\left(\frac{L}{d_{\rho(u)}} \right)}$ (이점 하중과 등분포 하중)

Naaman 제안식을 이용할 경우 위 두 식이 중립축의 깊이, c 의 함수로 되어 있기 때문에 위의 두 식과 단면의 평형조건식 $C=T$ 의 세 방정식으로부터 미지수 $f_{ps(b)}$, $f_{ps(u)}$, c 를 구하여야 한다. 따라서 위에서 정의한 c_u 와 유사한 c_u' 를 아래와 같이 정의하였다.

$$c_u' = \frac{A_{ps(b)}f_{pu(b)} + A_{ps(u)}(0.94f_{ps(u)}) + A_s f_y - A_s' f_y}{0.85 f_c' b \beta_1}$$

따라서 부착 프리스트레싱 강재의 극한 응력식을 서로 다른 강재 종류의 상호영향을 고려하여 확장, 수정하면 아래와 같고

$$f_{ps(b)} = f_{pu(b)} \left(1 - 0.3 \frac{c_u'}{d_{p(b)}} \right) \quad (12)$$

비부착 프리스트레싱 강재의 응력식도 확장, 수정하면 다음과 같다.

$$f_{ps(u)} = f_{pe} + \Omega_u E_{ps} \epsilon_{cu} \left(\frac{d_{p(u)}}{c_u} - 1 \right) \quad (13)$$

실험 결과와의 비교

Haraji(1993)에 의한 실험 결과와 ACI 시방식, ACI 수정 제안식과 Naaman 수정 제안식에 의한 예측값과 비교함으로써 제안식들에 대한 타당성을 검토하였다. 먼저 실험 결과를 해석함에 있어서 다음 사항들을 가정하였다.

· 보의 변형에 따른 텐던의 편심변화에 의한 2차 효과

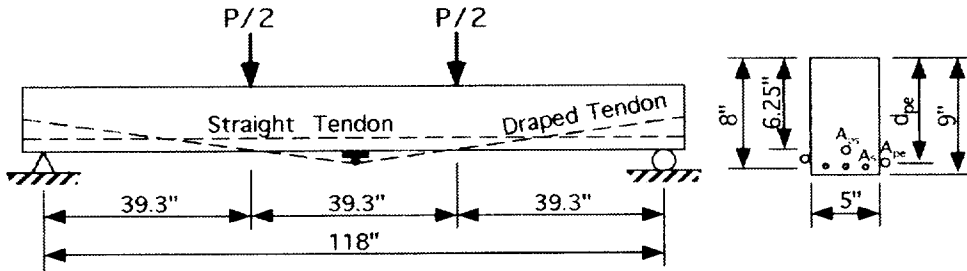


Fig. 1. Loading arrangement and dimensions.

Table 1. Reinforcements for strengthening

Beam	Internal prestressing steel			Reinforcing steel		External prestressing steel			Concrete
	A_{ps} (in ²)	f_{pe} (ksi)	f_{pu} (ksi)	A_s (in ²)	f_c (ksi)	A_{ps} (in ²)	f_{pe} (ksi)	f_{pv} (ksi)	f_c' (ksi)
B1S	1(5/16)	162		2(6mm)	40.0	2(5mm)	127.5		5.00
B1D	0.058	147	284	0.088	60.0	0.06	135.3	203	5.25
B2S	2(5/16)	147		2(6mm)	40.0	2(7mm)	124.0		4.80
B2D	0.116	161	284	0.088	60.0	0.12	110.7	192	5.25
B3S	2(3/8)	156		2(6mm)	40.0	2(7mm)	132.5		5.00
B3D	0.17	153	287	0.088	60.0	0.12	114.0	192	5.10
B4S	0	-		2(10mm)	68.6	2(5mm)	141.0		4.00
B4D				0.24	45.0	0.06	127.5	203	4.40
B5S	0	-		3(12mm)	62.0	2(7mm)	114.5		5.48
B5D				0.53	80.0	0.12	122.0	192	4.70
B6S	0	-		3(14mm)	81.0	2(7mm)	117.0		3.80
B6D				0.72	81.0	0.12	111.0	192	4.90
B7S	1(5/16)	158		2(10mm)	68.6	2(7mm)	125.0		5.53
B7D	0.058	158	284	0.24	46.0	0.12	119.0	192	4.50
B8S	2(3/8)	151		2(12mm)	80.0	2(7mm)	119.5		5.60
B8D	0.17	145	287	0.35	80.0	0.12	121.0	192	5.00

과는 무시한다.

- Whitney의 직사각형 응력 블록을 이용한다.
- 중간 텐던 지지점에서의 마찰은 무시한다.
- 사용상태에서의 파괴시험은 강재의 극한응력에 영향을 미치지 않는다.

Fig. 1은 콘크리트 보 시험체의 제원과 재하상태를 보여주고 있는데 직선형 외부 프리스트레싱 텐던을 사용한 경우 편심은 3.12 in.(80 mm)이고 절곡형 외부 텐던을 사용한 경우는 그 편심이 중앙에서 10.75 in.(273 mm)이고 단부에서 0 in.(0 mm)이다. Table 1은 콘크리트 보 시험체의 강재의 보강정도를 보여주고 있는데 마지막 글자 S로 표시된 보는 직선형 외부 프리스트레싱 텐던을 사용하였고 D로 표시된 보는 절곡형 외부 텐던을 사용하였다. 시험체중 B1, B2, B3는 프리스트레스트 콘크리트 보를 B4, B5, B6은 철근 콘크리트 보를 B7, B8은 부분 프리스트레스트 콘크리트 보를 외부 프리스트레싱으로 보강하였다.

내부 프리스트레싱 강재의 응력

내부 프리스트레싱 강재의 응력을 비교하여 보면 ACI 시방식 (1)의 경우 외부 프리스트레싱 강재의 영향을 고려하지 않았기 때문에 실험 극한응력보다 직선형 외부 텐던의 경우 약 5%, 절곡형 외부 텐던의 경우 14% 높은 계산응력 값을 나타내고 있다 (Table 2). 반면, ACI 수정 제안식 (8)의 경우는 예측응력이 직선형 외부 텐던의 경우 실험응력보다 3% 낮은 값을, 절곡형 텐던의 경우 6% 높은 값을 보여주고 있다 (Table 3, Fig. 2). ACI 시방식과 ACI 수정 제안식의 경우를 비교하여 보면 직선형 및 절곡형 외부 텐던의 경우 ACI 시방식이 약 8% 높은 내부 텐던 극한응력을 보여주고 있다 (Table 2, Table3). 이는 ACI 시방식이 외부 프리스트레싱 강재의 영향을 고려하지 못하고 있기 때문이다. 한편 Naaman 수정 제안식 (12)는 계측응력보다 직선형 외부 텐던의 경우 1%, 절곡형 외부 텐던의 경우 9% 높은 예측응력으로 ACI 시방식과 ACI 수정 제안식의 중간

Table 2. Ultimate stress of prestressing steel by ACI Code

Beam	Internal prestressing			External prestressing					
	Predicted	Exp.	Pred./Exp.	Predicted		Experiment		Predict./Exp.	
	f_{ps} (ksi)	f_{ps} (ksi)	f_{ps}	df_{ps} (ksi)	f_{ps} (ksi)	df_{ps} (ksi)	f_{ps} (ksi)	df_{ps}	f_{ps}
B1S	265.8	254.4	1.04	41.8	169.3	51.3	178.8	0.81	0.95
B1D	264.9	229.8	1.15	57.0	192.3	49.8	185.1	1.15	1.04
B2S	249.9	244.8	1.02	25.2	149.2	37.8	161.8	0.67	0.92
B2D	250.4	211.5	1.18	33.5	144.2	50.7	161.4	0.66	0.89
B3S	239.0	228.8	1.04	25.9	158.4	29.2	161.7	0.89	0.98
B3D	238.0	208.1	1.14	32.8	146.8	54.6	168.6	0.60	0.87
B4S	-	-	-	35.4	176.4	45.1	186.1	0.78	0.95
B4D	-	-	-	49.4	176.9	64.2	191.7	0.77	0.92
B5S	-	-	-	27.4	141.9	30.3	144.8	0.90	0.98
B5D	-	-	-	31.1	153.1	41.5	163.5	0.75	0.94
B6S	-	-	-	22.1	139.1	N/A	N/A	N/A	N/A
B6D	-	-	-	31.9	142.9	34.7	145.7	0.92	0.98
B7S	256.0	234.4	1.09	27.6	152.6	38.7	163.7	0.71	0.93
B7D	257.1	224.4	1.15	30.2	149.2	58.1	177.1	0.52	0.84
B8S	221.6	205.6	1.08	27.8	147.3	25.5	145.0	1.09	1.02
B8D	216.5	197.6	1.10	32.4	153.4	45.9	166.9	0.71	0.92
Average			1.05 1.14	Average				0.84 0.76	0.96 0.93
Standard deviation			0.03 0.03	Standard deviation				0.14 0.20	0.03 0.06

Table 3. Ultimate stress of prestressing steel by modified ACI Code

Beam	Internal prestressing			External prestressing					
	Predicted	Experiment	Pred./Exp.	Predicted		Experiment		Predic./Exp.	
	f_{ps} (ksi)	f_{ps} (ksi)	f_{ps}	df_{ps} (ksi)	f_{ps} (ksi)	df_{ps} (ksi)	f_{ps} (ksi)	df_{ps}	f_{ps}
B1S	254.8	254.4	1.00	22.0	149.5	51.3	178.8	0.43	0.84
B1D	254.2	229.8	1.11	26.9	162.2	49.8	185.1	0.54	0.88
B2S	228.4	244.8	0.93	15.9	139.9	37.8	161.8	0.42	0.86
B2D	230.1	211.5	1.09	18.8	129.5	50.7	161.4	0.37	0.80
B3S	217.8	228.8	0.95	14.9	147.4	29.2	161.7	0.51	0.91
B3D	217.1	208.1	1.04	16.8	130.8	54.6	168.6	0.31	0.78
B4S	-	-	-	20.8	161.8	45.1	186.1	0.46	0.87
B4D	-	-	-	30.9	158.4	64.2	191.7	0.48	0.83
B5S	-	-	-	17.2	131.7	30.3	144.8	0.57	0.91
B5D	-	-	-	17.4	139.4	41.5	163.5	0.42	0.85
B6S	-	-	-	13.4	130.4	N/A	N/A	N/A	N/A
B6D	-	-	-	16.2	127.2	34.7	145.7	0.47	0.87
B7S	236.4	234.4	1.01	17.2	142.2	38.7	163.7	0.45	0.87
B7D	234.5	224.4	1.05	19.2	138.2	58.1	177.1	0.33	0.78
B8S	202.0	205.6	0.98	14.1	133.6	25.5	145.0	0.55	0.92
B8D	195.3	197.6	0.99	15.2	136.2	45.9	166.9	0.33	0.82
Average			0.97	Average				0.48	0.88
			1.06					0.41	0.83
Standard deviation			0.03	Standard deviation				0.06	0.03
			0.05					0.08	0.04

Table 4. Ultimate stress of prestressing steel by modified Naaman equation

Beam	Internal prestressing			External prestressing					
	Predicted	Experiment	Pred./Exp.	Predicted		Experiment		Predic./Exp.	
	f_{ps} (ksi)	f_{ps} (ksi)	f_{ps}	df_{ps} (ksi)	f_{ps} (ksi)	df_{ps} (ksi)	f_{ps} (ksi)	df_{ps}	f_{ps}
B1S	258.8	254.4	1.02	54.4	181.9	51.3	178.8	1.06	1.02
B1D	258.2	229.8	1.12	55.5	190.8	49.8	185.1	1.11	1.03
B2S	236.1	244.8	0.96	20.3	144.3	37.8	161.8	0.54	0.89
B2D	237.5	211.5	1.12	53.0	163.7	50.7	161.4	1.05	1.01
B3S	227.1	228.8	0.99	13.1	145.6	29.2	161.7	0.45	0.90
B3D	226.5	208.1	1.09	35.6	149.6	54.6	168.6	0.65	0.89
B4S	-	-	-	51.3	192.3	45.1	186.1	1.14	1.03
B4D	-	-	-	63.3	190.8	64.2	191.7	0.99	1.00
B5S	-	-	-	26.6	141.1	30.3	144.8	0.88	0.97
B5D	-	-	-	42.6	164.6	41.5	163.5	1.03	1.01
B6S	-	-	-	5.4	122.4	N/A	N/A	N/A	N/A
B6D	-	-	-	30.8	141.8	34.7	145.7	0.89	0.97
B7S	243.1	234.4	1.04	26.8	151.8	38.7	163.7	0.69	0.93
B7D	241.5	224.4	1.08	60.3	179.3	58.1	177.1	1.04	1.01
B8S	213.0	205.6	1.04	7.3	126.8	25.5	145.0	0.29	0.87
B8D	207.2	197.6	1.05	21.1	142.1	45.9	166.9	0.46	0.85
Average			1.01					0.72	0.94
			1.09					0.90	0.97
Standard deviation			0.03					0.32	0.06
			0.03					0.23	0.07

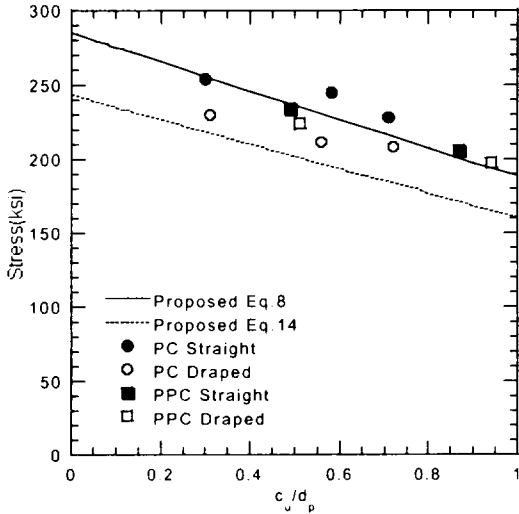


Fig. 2. Ultimate stress of internal prestressing steel by modified ACI Code & Naaman equation.

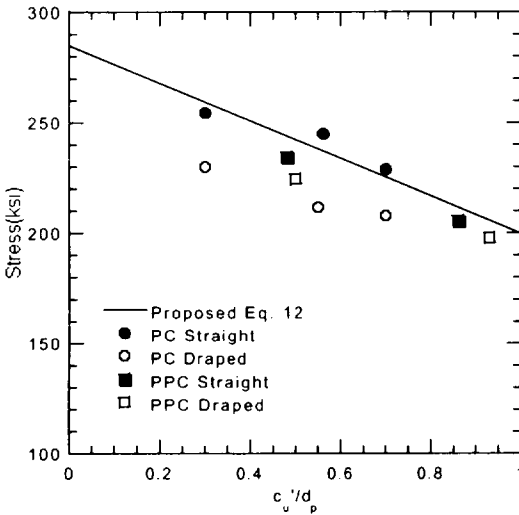


Fig. 3. Ultimate stress of internal prestressing steel by Naaman equation.

값을 보여주고 있다(Table 4, Fig. 3).

또한 외부 프리스트레싱 텐던 배치 모양에 따른 내부 프리스트레싱 강재의 예측응력과 제측응력 비율 비교하여 보면 ACI 시방식, ACI 수정 제안식, Naaman 수정 제안식 모두 절곡형 텐던의 경우가 직선형 텐던의 경우보다 약 10% 정도 높게 계산하고 있어 각 식들이 텐던 배치 모양이 내부 프리스트레싱 강재응력에 미치는 영향을 충분히 반영하고 있지 못

함을 알 수 있다(Table 2, 3, 4와 Fig. 2, 3). 이는 외부 절곡형 텐던의 경우 텐던깊이, d_p 가 전 지간을 통하여 일정하지 않고 극한응력 계산시 지간 중앙에서의 최대 깊이를 사용하였기 때문이다.

Fig. 2, 3에서 보인바와 같이 내부 프리스트레싱 강재의 제측 극한응력은 c_u/d_f 나 c_u/d_p 에 선형적으로 반비례하고 있어 ACI 수정 제안식 (8)이나 Naaman 수정 제안식 (12)이 합리적이며 외부 프리스트레싱으로 보강된 콘크리트 보에 적용될 수 있음을 입증해 주고 있다. 그러나 절곡형 외부 텐던의 경우 두 수정 제안식에 의한 예측응력이 제측응력보다 높게 나타나고 있어 부재의 변형 특성을 고려한 텐던깊이, d_p 의 조정이나 아래와 같은 실험에 기초한 또 다른 제안식이 필요하다.

$$f_{ps(b)} = f_{ps} \left[1 - 0.85 \gamma_p \left\{ \frac{c_u}{d_{ps(b)}} \right\} \right] \quad (14)$$

윗 식은 식 (8) 중 f_{ps} 를 f_s 로 대체한 것으로 Fig. 2에서 점선으로 표시되어 있다.

외부 프리스트레싱 강재의 응력

외부 프리스트레싱 강재의 응력을 비교하여 보면 ACI 시방식 (2)의 경우 유효응력에서 증가된 극한응력은 직선형 외부 텐던의 경우 약 16%, 절곡형 외부 텐던의 경우 24% 낮은 예측응력을 나타내고 있다 (Table 2). 반면, ACI 수정 제안식 (9)의 경우는 예측응력이 직선형 외부 텐던의 경우 실험응력보다 52%, 절곡형 텐던의 경우 59% 낮은 값을 보여주고 있다 (Table 3, Fig. 4). ACI 수정 제안식 (9)가 철근과 내부 프리스트레싱 강재의 영향을 고려한 합리적인 식에도 불구하고 ACI 시방식보다 예측정도가 낮은 이유는 본래의 ACI 시방식이 매우 낮은 외부 프리스트레싱 강재의 극한응력을 예측하고 있기 때문이다. 한편, Naaman 수정 제안식 (13)은 예측응력이 직선형 외부 텐던의 경우 실험응력보다 28%, 절곡형 텐던의 경우 10% 낮은 값을 보여주고 있는데 (Table 4, Fig. 5). 이제까지 여러 시방식들이나 제안식들에 의한 외부 프리스트레싱 강재의 응력 예측이 큰 오차를 가지고 있음을 감안할 때 매우 양호하다.

또한 외부 프리스트레싱 텐던 배치 모양에 따른 외

부 프리스트레싱 강재의 극한응력은 내부 프리스트레싱 강재의 극한응력과 반대로 절곡형 텐던의 경우가 직선형 텐던의 경우보다 높게 나타냄에도 불구하고 Naaman 수정 제안식 (13)을 제외한 ACI 시방식 (2) 나 ACI 수정 제안식 (9)는 오히려 직선형 텐던보다 낮게 예측하고 있다 (Table 2. 3. 4와 Fig. 4. 5). 따라서 ACI 수정 제안식의 경우 절곡형 외부 텐던의 경우 보의 변형에 다른 절곡 효과를 고려하여야 한다.

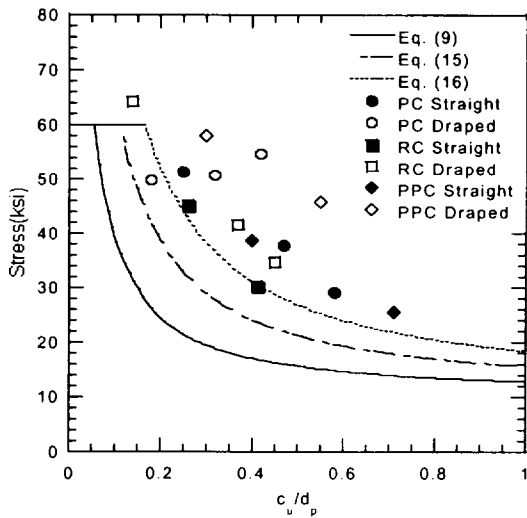


Fig. 4. Ultimate stress of external prestressing steel by modified ACI Code equation.

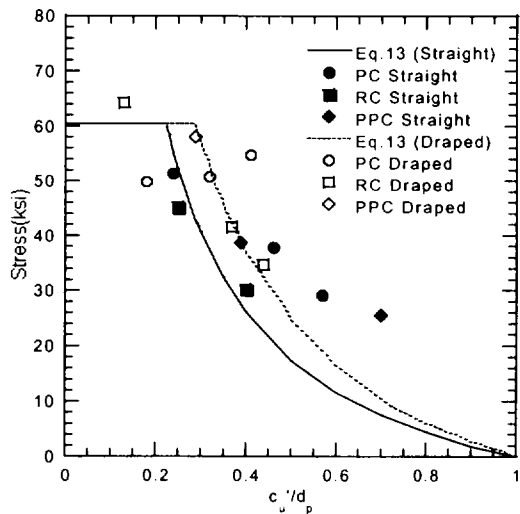


Fig. 5. Ultimate stress of external prestressing steel by modified Naaman equation.

Fig. 4에서 보인바와 같이 ACI 수정 제안식은 너무 낮은 극한응력 값을 예측하고 있어 본 실험 결과만을 기준으로 할 때 다음과 같은 식을 제안할 수 있다.

$$f_{ps(ub)} = f_{pe} + 10,000 + 2 \frac{f_{ps(u)}}{85\beta_1} \left(\frac{d_{pu}}{c_u} \right) \quad (15)$$

또한 절곡형 외부 텐던의 경우 위에서 언급한 절곡 효과를 고려하기 위하여 ACI 수정 시방식의 경우 텐던깊이, d_p 의 조정이나 실험에 기초한 아래와 같은 제안식이 필요하다.

$$f_{ps(ub)} = f_{pe} + 10,000 + 3 \frac{f_{ps(u)}}{85\beta_1} \left(\frac{d_{pu}}{c_u} \right) \quad (16)$$

윗 식은 Fig. 4에서 점선으로 표시되어 있다.

결론

외부 프리스트레싱으로 보강된 RC나 PC, 혹은 부분 PC 보에 있어서 프리스트레싱 강재의 극한응력에 관한 연구로부터 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

- (1) 내부 프리스트레싱 강재의 극한응력은 철근이나 외부 프리스트레싱 강재 양의 증가에 따라 감소된다. 또한 외부 프리스트레싱 강재의 극한응력도 철근이나 내부 프리스트레싱 강재 양의 증가에 따라 감소된다.
- (2) ACI 시방서나 콘크리트 구조 설계기준은 외부 프리스트레싱으로 보강된 RC, PC, 혹은 부분 PC 보의 내부 및 외부 프리스트레싱 강재의 극한응력 예측에 부적합하다. 왜냐하면 내부 프리스트레싱 강재의 극한응력식의 경우 외부 프리스트레싱 강재의 영향을 고려하고 있지 못하며, 외부 프리스트레싱 강재의 극한응력식의 경우 철근과 내부 프리스트레싱 강재의 영향을 고려하고 있지 못하기 때문이다.
- (3) 극한상태에서의 중립축과 강재 깊이와의 비(c_u/d_p)는 내부 및 외부 프리스트레싱 강재의 극한응력 예측에 합리적인 인자이다.
- (4) 외부 프리스트레싱 강재의 배치 모양이 절곡형인 경우에는 ACI 및 Naaman 수정 제안식에 의한 내부 프리스트레싱 강재의 극한응력이 높게 평가

되고 있어 이를 고려할 수 있도록 프리스트레싱 강재 깊이의 조정이나 또다른 제안식이 필요하다. 한편 이와 반대로 ACI 수정 제안식에 의한 외부 프리스트레싱 강재의 극한응력은 낮게 평가되고 있는데 이를 고려할 위와 같은 방안이 필요하다.

- (5) 본 시험체에 국한하여 볼 때 외부 프리스트레싱 강재의 예측 극한응력은 Naaman 수정 제안식의 경우 비교적 양호하게 10-30% 낮게 예측하고 있으나, ACI 수정 제안식의 경우 약 50-60% 낮게 예측하고 있다. 이는 본래의 ACI 시방식이 외부 프리스트레싱 강재의 응력을 매우 낮게 평가하고 있기 때문이다.

요 약

본 논문은 외부 프리스트레싱으로 보강된 콘크리트 보에 있어서 내부 부착 및 외부 비부착 프리스트레싱 텐던의 극한응력에 대하여 내부 텐던 극한응력의 경우 외부 프리스트레싱 강재의 영향을, 외부 텐던 극한응력의 경우 철근 및 내부 프리스트레싱 강재의 영향을 중심으로 서술하고 있다. 극한응력을 구하는 프리스트레싱 강재를 제외한 나머지 강재 효과를 고려하여 외부 프리스트레싱으로 보강된 RC나 PC. 혹은 부분 PC 보에 적용하기 위하여 독립적인 ACI 시방식과 Naaman 식을 확장, 수정하였다. 이러한 수정 제안식들은 Harajli의 실험결과와 비교되었다. 본 연구는 중립축과 프리스트레싱 강재 깊이와의 비, c_u/d_p 가 내부 및 외부 프리스트레싱 강재의 극한응력 예측에 합리적인 인자임을 보여주고 있다.

참고 문헌

건설교통부. 1999. 콘크리트 구조 설계기준
ACI Committee 318. Building Code Requirements

for Reinforced Concrete and Commentary (ACI 318-95/318R-95)
Campbell, T. I. and Chouinard K. L. 1991. "Influence of Nonprestressed Reinforcement on the Strength of Unbonded Partially Prestressed Concrete Members". ACI Structural Journal. 88(5): 546-551.
Canadian Standards Association 1984. Design of Concrete Structures for Buildings (CAN3-A23.3-M84)
Du, G. and Tao, X. 1985. "Ultimate Stress of Unbonded Tendons in Partially Prestressed Concrete Beams." PCI Journal. 30(6): 72-91.
Naaman, A. E. 1993. "External Prestressing for Rehabilitation: Analysis and Design Implication". 4th International Conference on Structural Failure, Durability and Retrofitting". Singapore
Naaman, A. E. 1990. "A New Methodology of the Analysis of Beams Prestressed or Unbonded Tendons." External Prestressing in Bridges. Proceeding of an international symposium. A. E. Naaman and J. Breen Editors. SP-120. American Concrete Institute. pp. 339-354.
Naaman, A. E. 1987. "Partial Prestressing in the Rehabilitation of Concrete Bridge." Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation. Proceedings of the 1st Us-European Workshop. A. S. Nowak and E. Absi Editors. University of Michigan. pp. 391-406.
Harajli, M. H. 1993. "Strengthening of Concrete Beams by External Prestressing." PCI Journal. 38(6): 76-88.
Virlogues, M., 1982. "External Prestressing." IABSE Proceeding. International Association for Bridge and Structural Engineering. P-62/82. Zurich, Switzerland. pp. 101-108.