

손상된 저보강 RC보의 외부 긴장 보강 후 휨거동 실험

An Experiment of Flexural Behavior for the Damaged Low Reinforced Concrete Beams Rehabilitated with External Tendons

유 성 원¹⁾ 서 정 인^{2)*}
Yoo, Sung Won Suh, Jeong In

Abstract

Most experiments carried out in the previous studies dealt with the highly reinforced concrete beams (RC beams) in case of rehabilitating with external tendon. However, the reinforcing effect of external tendons cannot be clearly analyzed in this kind of RC beams because the rehabilitating tendon quantity for it is too small. By this reason, this study chose the low RC beams rehabilitated with external tendons. Therefore, in this study, 7 test beams were manufactured and flexural behavior tests were performed to assess the reinforcing effect and to find more proper rehabilitating method by external tendon. The reinforcing effect increased according to the quantity of tendons, and was especially added by repairing cracks with epoxy resin. It was shown that the design equations of AASHTO 1994 and ACI-318 did not show a good agreement with test results. The result of this study will be able to be used effectively in finding the more proper rehabilitating method of the damaged RC beams.

Keywords : Initial damage, Reinforcing effect, External tendon, Rehabilitating method

1. 서 론

이미 시공되어 공용 중인 철근콘크리트 부재가 손상을 입으면 이를 철거한 후 재시공하거나 보강을 하여야 한다. 일반적으로 재시공하는 데에는 많은 비용이 소요되기 때문에 철거하지 않고 보강하여 사용하는 방법을 찾을 필요가 있다. 기존에 사용되는 보강 방법으로는 탄소섬유를 부착하거나 외부에 강선을 설치하여 보강하는 방법 등이 있는데, 이것 중에 상대적으로 시공이 간편한 외부 강선으로 보강하는 사례가 증가하고 있다. 이와 같은 외부강선으로 보강된 부재들에 대한 실험적 연구가 1990년대 초반부터 수행되고 있으나, 대부분의 연구결과는 외부강선 부재 자체의 거동 평가만을 주로 수행하여 초기 손상 정도, 균열 보수 여부 및 외부 강선량 등에 대한 보강 효과 및 영향의 규명은 여전히 명확하지 않은 실정이다 (Oh and Yoo, 1999; Yoo, 1999; Cho,

2002; Shim and Park, 2004)

또한, 기존 연구에서 수행한 실험은 대부분 인장철근비를 최대철근비에 가깝게 배근한 철근콘크리트 부재들을 대부분 보강 대상으로 하였다. 즉, 인장철근이 많이 배근된 철근콘크리트 부재를 보강할 때는 외부 강선이 적게 배치되어 보강 효과를 분명하게 규명하기가 용이하지 않다 (Ramos, 1996; Tan and Ng, 1997).

따라서 본 연구에서는 최소철근비 수준으로 저보강된 철근콘크리트 보에 두 가지 수준의 초기 손상을 가한 후, 외부 강선으로 보강한 7개 부재에 대해 휨거동 실험을 수행하고 각각의 부재에 대한 보강효과를 평가하였다. 한편 실무에서 자주 활용하는 에폭시 수지 균열 보수공법에 대한 효과를 파악하고자 1개의 실험부재는 에폭시 수지로 균열을 보수한 후 외부강선으로 보강하였다.

1) 정회원, 우석대학교 토목환경공학과 교수
2) 정회원, 우석대학교 토목환경공학과 교수, 교신저자

* Corresponding author : offsuji@woosuk.ac.kr
• 본 논문에 대한 토의를 2013년 6월 30일까지 학회로 보내주시면 2013년 7월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

Table 1 Dimension and detail of test members

ID	Initial damage load (kN)	Crack repair	L (mm)	b (mm)	bw (mm)	hf (mm)	d (mm)	d' (mm)	dp (mm)	fpe (MPa)	fck (MPa)	fy (MPa)	As (mm ²)	As' (mm ²)	Ap (mm ²)
S1	-	-	7,500	600	220	100	550	50	500	1,090	35	392	774.2	506.8	830
S2	-	-	7,500	600	220	100	550	50	500	545	35	392	774.2	506.8	1,660
R1H	100	-	7,500	600	220	100	550	50	500	1,090	35	392	774.2	506.8	830
R1L	60	-	7,500	600	220	100	550	50	500	1,090	35	392	774.2	506.8	830
R2H	100	-	7,500	600	220	100	550	50	500	545	35	392	774.2	506.8	1,660
R2L	60	-	7,500	600	220	100	550	50	500	545	35	392	774.2	506.8	1,660
CR1H	100	epoxy	7,500	600	220	100	550	50	500	1,090	35	392	774.2	506.8	830

* Member type : S (Standard : non-initial failure), R (Repair : External Unbond), CR (Crack repair : Epoxy + External Unbond)

** L : span length, b : width, bw : width of web, hf : height of flange, d : effective depth, d' : effective depth of compressive steel, dp : effective depth of tendon, fck : concrete compressive strength, fy : yielding stress, As : tensile steel area, As' : compressive steel area, Ap : tendon area

2. 실험계획 및 방법본론

2.1 실험변수 및 부재 형상

실험 부재의 총 개수는 초기 손상을 주지 않은 2개 부재와 초기손상을 준 5개 부재를 합하여 모두 7개의 부재이다. 실험변수는 손상을 가할 때의 손상하중과 보강에 사용된 강선 량이며, 실험 부재 중 1개는 에폭시 수지로 균열을 보수한 후 휨거동 실험을 수행하였다. 이때 시간길이/유효깊이, 초기 힘, 철근비, 콘크리트 압축강도 등은 일정하게 고정하였다.

이때 손상하중의 크기는 철근콘크리트 보에 균열이 발생되는 60kN, 철근이 항복하는 100kN으로 결정하였다.

실험 변수들은 Table 1에 나타내었으며, 실험 부재들의 강선 형상, 편향부의 개수 및 위치는 Fig. 1에, 부재의 철근 배근 형상은 Fig. 2에, 제작 완료된 부재와 하중 재하장치 형상은 Fig. 3에 나타냈다. 한편 에폭시로 균열이 보수된 부재의

형상은 Fig. 4에 나타냈다.

2.2 콘크리트

실험 부재 제작에는 압축강도 35MPa의 레미콘을 사용하였다. 콘크리트에 사용된 재료는 보통포틀랜드시멘트, 쇄석과 강모래이며, 콘크리트 압축강도 실험 결과는 Table 2에 나타냈다.

실험 부재는 실내에서 제작하였으며, 레미콘 타설 후 최초 7일간은 습윤 양생을 그 이후에는 기건 양생을 실시하였다.

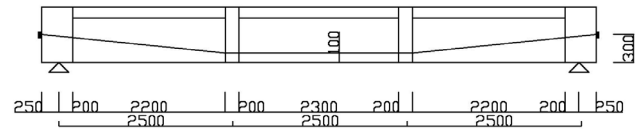


Fig. 1 Tendon profile and deviators for test members

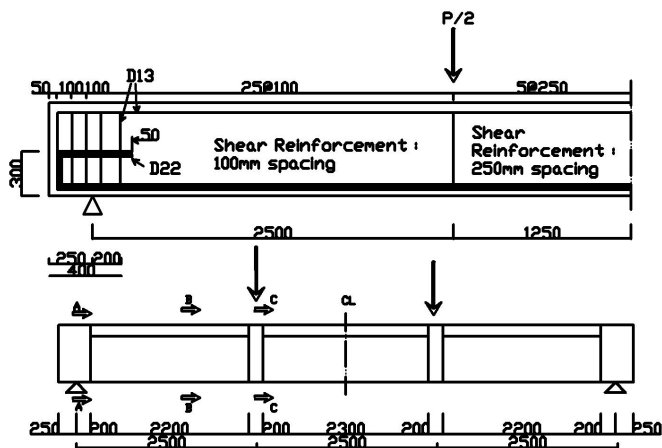
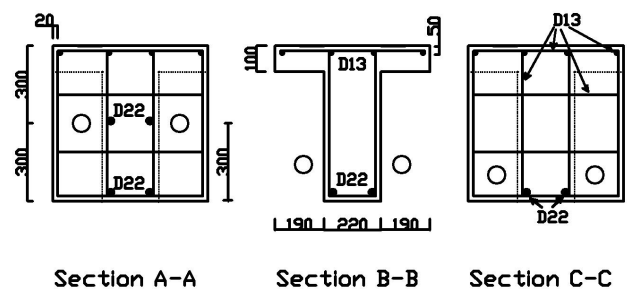


Fig. 2 Reinforcement detail of test members



Section A-A

Section B-B

Section C-C

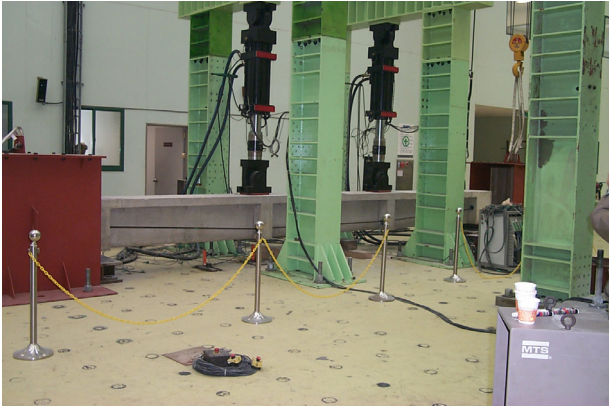


Fig. 3 Test member and loading frame

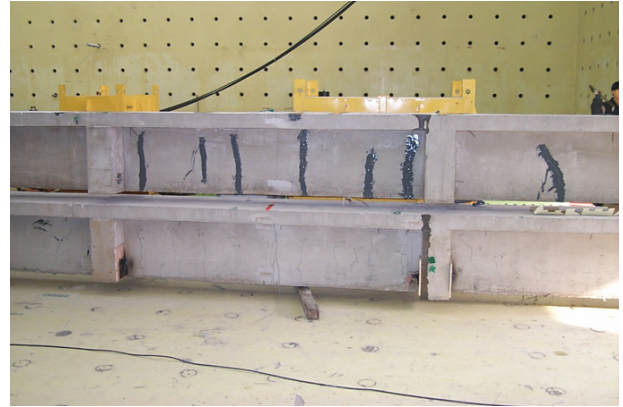


Fig. 4 Figure of repaired test member by epoxy (CR1H)

Table 2 Test results of concrete compressive strength

ID	fck (MPa)			slump (mm)	air (%)
	7day	28day	test		
35	27.6	36.1	38.2	120	3.2

또한 타설 3일 후에 거푸집을 해체하였다.

2.3 철근 및 PC강연선

실험 부재에 사용된 철근은 Fig. 2에 나타난 바와 같으며, 전단파괴가 발생하지 않도록 설계기준 값으로 배근하였다. 사용한 철근은 SD400으로 직접인장시험 결과 항복강도는 평균 392 MPa이었다. 또한 실험 부재에 사용된 PC강연선은 15.2 mm 7연선 (SWPC 7B)을 사용하였으며, 직접인장시험 결과, 인장강도 (f_{pu})는 평균 1,940 MPa, 탄성계수는 210 GPa이었다. 한편 실험 부재에 작용시킨 유효프리스트레스 (f_{pe})는 Table 1에 나타난 바와 같다.

2.4 측정 센서의 설치

실험 부재의 변형률, 처짐, 긴장력 등을 측정하기 위하여 철근용 변형률 게이지, 콘크리트용 변형률 게이지, LVDT (처짐계), Load Cell, 강선 변형률 측정용 Tensmeg 등을 설치하였다. Tensmeg은 강선의 좌우와 중앙에 각각 설치하였다. 측정 센서들의 설치 형상은 Fig. 5에 나타냈다.

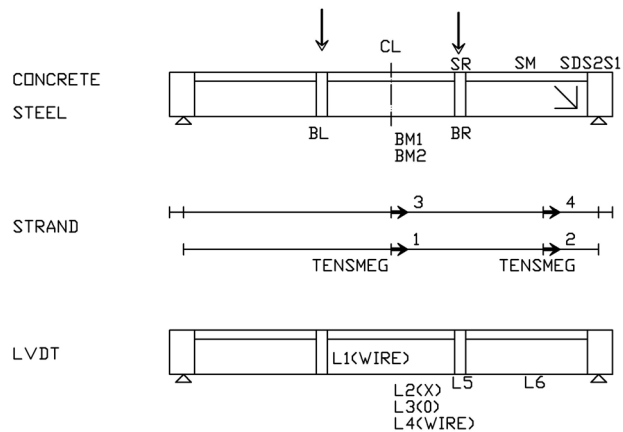


Fig. 5 Figure of measuring sensors

3. 실험 결과 및 분석

3.1 균열, 항복 및 극한하중

실험 부재에 초기 손상을 가하기 위해서 두 종류를 대표하는 실험부재 S1, S2에 대해 휨 파괴 실험을 수행하였다. 이 실험 결과에서 인장 철근의 항복하중 및 극한하중을 구하여

Table 3 Yielding and ultimate load of test members

ID	Rebar yield load (kN)	Ultimate load (kN)	Ultimate / yield load	Failure pattern
S1	431.2	529.2	1.23	flexure
S2	509.6	588.0	1.15	flexure
R1H	394.8	490.5	1.24	flexure
R1L	397.4	510.1	1.28	flexure
R2H	459.1	540.0	1.18	flexure
R2L	514.0	540.0	1.05	flexure
CR1H	431.6	488.5	1.13	flexure

다음 Table 3에 나타냈다.

Table 3에서 알 수 있듯이 실험 부재 모두에 휨파괴가 발생했으며, 균열하중은 약 -8%~1% 정도의 편차를 보이므로 강선량에 크게 좌우되지 않는다는 것을 알 수 있다. 또한, 최초의 균열하중과 보강 후의 균열하중이 큰 차이를 보이지 않음을 알 수 있다.

철근 항복하중의 경우에는 강선량이 많은 2 계열 (2-series) 이 1 계열 (1-series)보다 크게 나타났다. 한편, 극한하중의 경우에도 철근 항복하중의 경우와 같은 결과를 보였다. 다만, 강선량이 많은 경우가 철근 항복하중에 대한 극한하중의 비가 더 작게 나타났다.

3.2 하중-변위 관계

실험 결과 중 하중-변위 관계를 Fig. 6과 Fig. 7에 나타냈다. Fig. 6과 Fig. 7의 하중-변위관계 그래프를 살펴보면 손상을 주기 위해서 하중을 재하하는 초기 구간에서의 거동은 실험부재 간에 큰 차이를 보이지 않는다. 초기 손상하중의 크

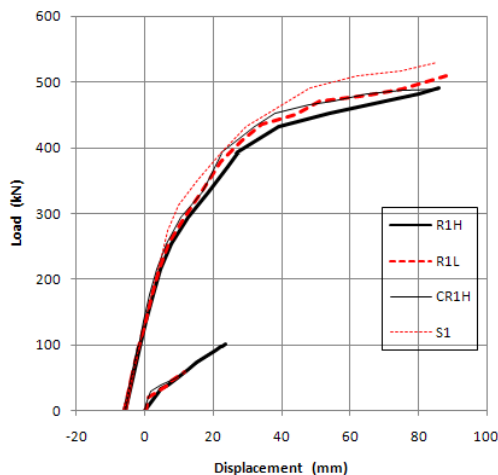


Fig. 6 Relationship of load - displacement of 1-series

기가 다른 R1H 부재와 R1L 부재를 비교해 보면 손상하중이 큰 R1H 부재가 강성이 더 저하한 것을 알 수 있다. 그러나 강선량이 1 계열보다 큰 2 계열이 8 mm까지는 강성이 크나 급격히 저하하여 1 계열과 거의 비슷해짐을 알 수 있다. 예폭시로 균열을 보수한 CR1H 부재는 R1H 부재보다 강성이 좀 더 큼을 알 수 있다.

초기 구간에서는 손상을 주기 전 부재와 손상을 가한 후 보강한 다음에 하중을 다시 재하한 경우의 부재가 거의 같은 거동을 보였다. 그러나 그 이후에는 손상을 가하기 전 부재의 거동과 손상을 가한 다음 보강한 부재의 거동에 차이가 나타났으며, 보강을 한다 할지라도 원래 부재보다는 성능이 떨어진다고 할 수 있다. 또한, 손상하중을 크게 가한 H 계열이 L 계열보다 강성이 작은 것도 알 수 있다.

3.3 하중-강선 변형을 관계

실험 결과 중 하중과 강선의 변형을 관계를 Fig. 8과 Fig. 9에 나타냈다. 초기구간에서의 거동은 실험부재 간에 차이를 크게 보이지 않는다. 초기 손상하중의 크기가 다른 H 계열 부재와 L 계열 부재를 비교해 보면 손상하중이 큰 H 계열 부재가 강성이 더 저하한 것을 알 수 있다. 예폭시 수지로 균열을 보수한 CR1H 부재가 R1H 부재보다 우수한 성능을 나타냈다.

3.4 하중-콘크리트, 철근 변형을 관계

실험 결과 중 하중-콘크리트 변형을 관계는 Fig. 10과 Fig. 11에, 하중-철근 변형을 관계는 Fig. 12와 Fig. 13에 나타냈다.

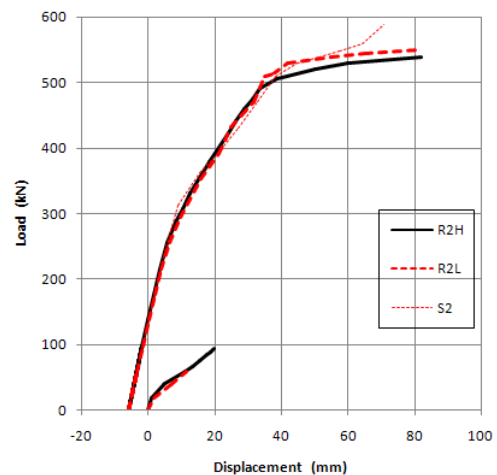


Fig. 7 Relationship of load - displacement of 2-series

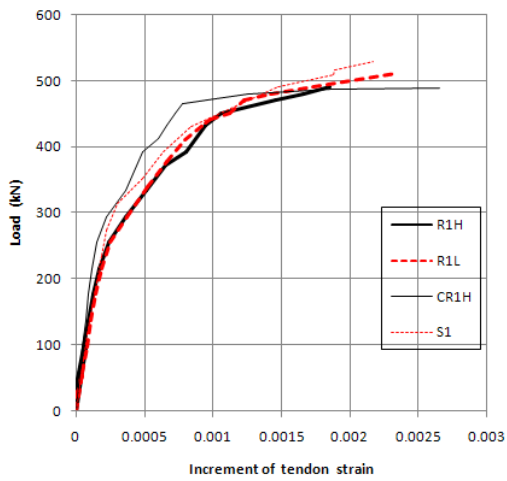


Fig. 8 Relationship of load – tendon strain of 1-series

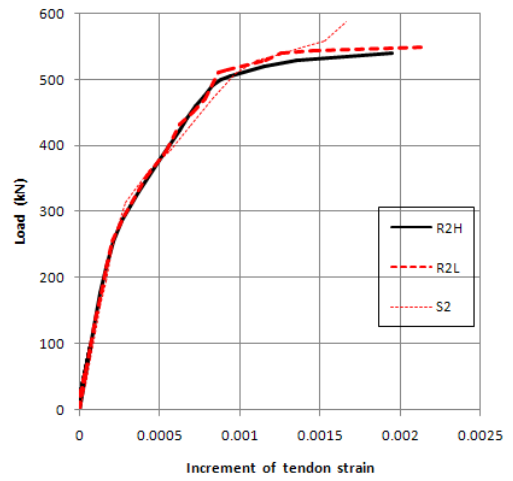


Fig. 9 Relationship of load – tendon strain of 2-series

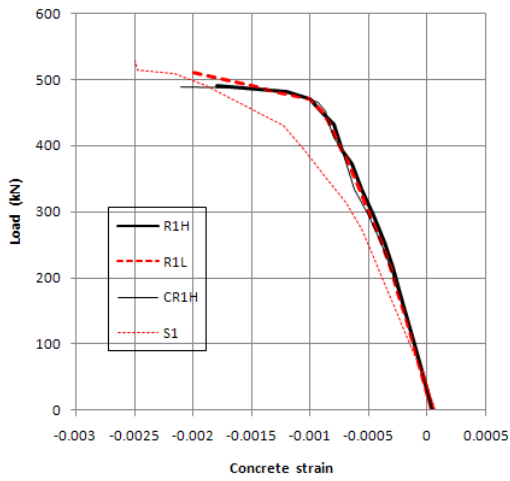


Fig. 10 Relationship of load – concrete strain of 1-series

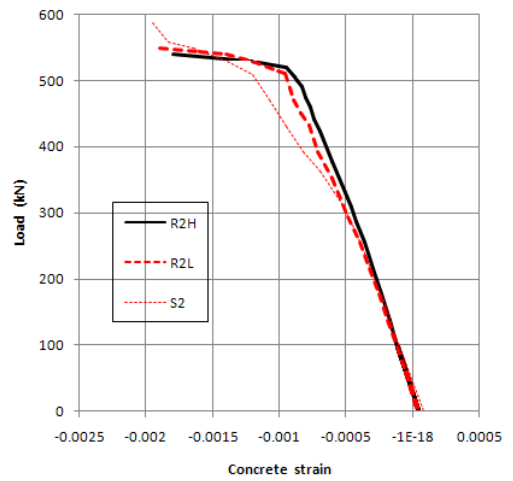


Fig. 11 Relationship of load – concrete strain of 2-series

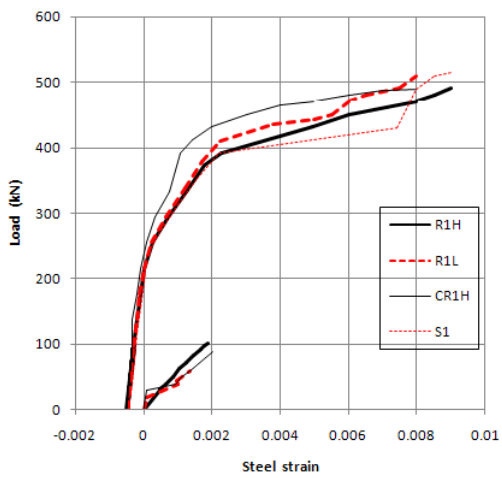


Fig. 12 Relationship of load – steel strain of 1-series

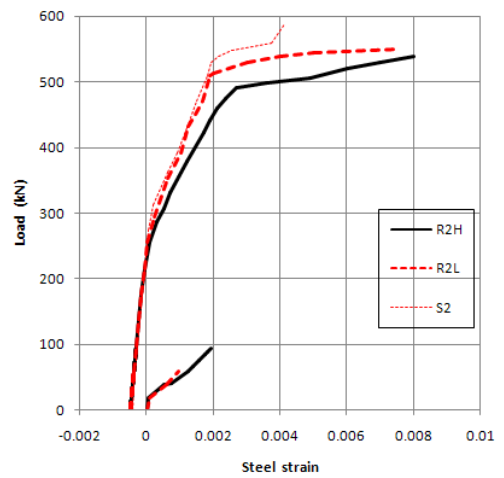


Fig. 13 Relationship of load – steel strain of 2-series

손상하중을 산정하기 위한 부재의 콘크리트 변형률이 다른 부재에 비해 동일한 하중에 대해 더 작은 값을 보이고 있다. 이는 손상이 발생한 후에 강선으로 보강한 1 계열과 2 계열의 부재에서는 강선이 하중을 지지하기 때문이다. 이는 강선량이 큰 2 계열 부재에 발생한 콘크리트 변형률이 더 작은 것으로도 알 수 있다.

Fig. 12와 Fig. 13에서 알 수 있듯이 손상이 없는 부재보다는 손상이 발생한 후 강선으로 보강한 다음에 하중을 가한 부재의 철근 변형률이 더 작다. 손상하중이 큰 부재보다는 작은 부재의 변형률이 더 작으며, 또한 에폭시 수지로 보수한 부재가 그렇지 않은 부재보다 변형률이 더 작다.

4. 강선의 응력 평가

4.1 기존 설계규정과의 비교

4.1.1 ACI 318 규정

미국의 ACI-318 및 국내의 ‘콘크리트 구조 설계기준’에서는 부착강선의 경우에는 식 (1), 비부착 강선의 경우에는 식 (2)와 같이 강선의 극한 응력을 규정하고 있다 (Mattock et al., 1971; Mojtahedi and Gamble, 1978; Ministry of Korean Construction and Transportation, 2007; ACI-318, 2002).

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

여기서, f_{pu} = 강선의 인장강도이며, f_{ck} = 콘크리트 압축강도, γ_p = 강선 종류 계수, β_1 = 콘크리트 응력블럭계수, d = 철근의 유효깊이, ρ_p = PS강재비, d_p = 강선의 유효깊이 및 $\omega(\omega')$ = 인장 (압축)철근의 강재지수이다.

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_{ck}}{100 \rho_p} \leq f_{py}, \text{ for } L/d_p \leq 35$$

$$\text{or } (f + 400) \text{ (MPa)} \quad (2)$$

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_{ck}}{300 \rho_p} \leq f_{py}, \text{ for } L/d_p > 35$$

$$\text{or } (f_{pe} + 210) \text{ (MPa)}$$

여기서, f_{pe} = 유효응력이며, f_{py} = 강선의 항복강도, L = 지간길이 및 d_p = 강선의 유효깊이이다.

4.1.2 AASHTO 규정

1994년에 지간길이-유효깊이버비와 부착감소계수 (Bond Reduction Factor) 및 작용하중형태를 변수로 하여 다음 식 (3)과 같이 개정하였다 (AASHTO, 1994; Naaman and Alkhairi, 1991).

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

여기서, Ω_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 유효깊이버비, L_1 = 하중을 받는 지간길이, L_2 = 강선의 길이 ϵ_{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.

한편, 1998년에 AASHTO는 1994년 식의 단순화를 위해서 개정하였다. 그러나 본 논문에서는 좀 더 정확한 비교를 수행하기 위하여 AASHTO 1994 규정을 본 연구의 실험 결과와 비교하였다 (Yoo and Ha, 2012).

4.2 각 규정과 실험 결과의 비교

본 연구에서 수행한 실험에서 얻은 외부 강선의 극한응력과 ACI-318, AASHTO 1994에 의한 극한응력 계산 결과를 다음 Table 4 및 Fig. 14에 나타냈다. Table 4 및 Fig. 14에서 알 수 있듯이 실험결과와의 기존 설계식들과의 상관성은 그리 좋지 않게 나타났다. 그러나 그 결과를 좀 더 자세하게 고찰해보면, ACI-318에 의한 결과는 강선의 응력 증가량 값이 실험결과보다 상당히 작게 나타나, 지나치게 보수적인 것으로 판단되며 강선의 응력 증가량 값이 작은 경우에는 어느 정도 실험결과와 유사하나 그렇지 않은 경우에는 큰 차이가 있는 것으로 나타났다.

또한, AASHTO 1994는 ACI-318보다는 본 실험결과와 더 잘 맞는 것으로 나타났으나, 여전히 실험결과와는 차이가 있

Table 4 Comparison between test results and Code

ID	Increment of ultimate stress Δf_{ps} (MPa)			
	Test results	Code (Bonded)	Code (Unbonded)	
			ACI	AASHTO
S1	456	694	197	516
S2	349	1,013	133	359
R1H	390	694	197	516
R1L	488	694	197	516
R2H	409	1,013	133	359
R2L	452	1,013	133	359
CR1H	557	694	197	516

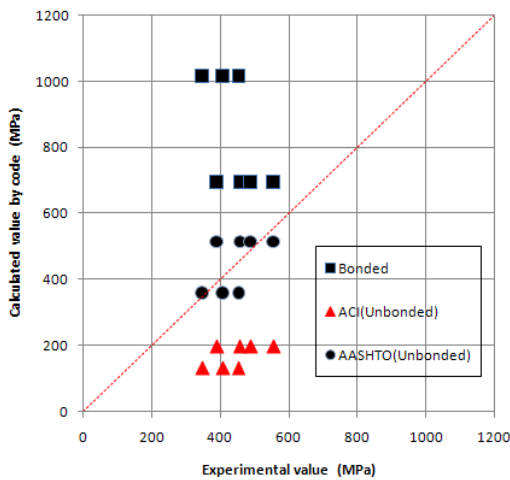


Fig. 14 Comparison between test results and Code

으며 ACI-318과는 반대의 경향을 보이는 것으로 나타났다.

본 실험에서 얻은 강선의 응력 증가량은 모두 ACI-318와 AASHTO 1994에 의한 값의 중간 정도에 해당하는 것으로 나타났다.

이러한 결과를 종합해 보면 기존 설계식들과 실험결과 사이에 상당한 차이가 있으므로 강선의 배치형상, 편향부에서의 부착여부 등을 고려하면서도 각각의 설계변수를 반영할 수 있는 새로운 설계식을 모색할 필요가 있다.

본 연구에서 실험한 부재가 소수여서 이를 바탕으로 한 새로운 식을 제안할 수는 없지만, 향후 더 많은 실험결과가 확보된다면 새로운 설계식을 제안할 수 있을 것이다.

5. 결론

본 연구에서는 손상된 저보강 RC보를 외부에 설치한 강선을 긴장하여 보강한 보의 휨거동 실험을 수행함으로써 적절한 보강방법을 찾고자 하였다. 본 연구로부터 다음과 같은

결론을 얻을 수 있다.

- (1) 손상하중을 크게 준 부재의 강성이 더 저하하고, 강선량이 큰 경우가 보강효과가 더 좋으므로 경제성을 고려하여 적절한 강선량을 산출한 후 보강하는 것이 필요하다. 균열도 보수하면 더 효과적이다.
- (2) AASHTO 1994 및 ACI-318 등의 설계식과 실험결과를 비교한 결과, 강선의 응력 증가량이 큰 차이를 보이며, 실험결과는 모두 ACI-318와 AASHTO 1994에 의한 값의 중간 정도에 해당하는 것으로 나타났다.
- (3) 향후 더 많은 실험결과가 확보된다면, 강선의 배치형상, 편향부에서의 부착 여부 등을 고려할 수 있고, 각각의 설계변수를 반영할 수 있는 새로운 설계식의 제안이 가능할 것이다.

감사의 글

본 연구는 2013년도 국토교통부 건설교통기술촉진연구사업의 재원으로 국토교통과학기술진흥원의 지원을 받아 수행되었습니다 (12기술혁신 F01).

References

1. AASHTO, LRFD Bridge Design Specifications, 1994, pp.5-35.
2. ACI 318, Building Code Requirements for Structural Concrete, 2002, p.1872.
3. Cho, Y. K., An Experimental Study on the Flexural Behavior of External Prestressed Concrete Beams Considering Characteristics of Deviators and Tendon Profiles., Ph.D. thesis, Seoul, Korea: Seoul National University, Department of Civil Engineering, 2002, pp.15-25.
4. Mattock, A. H. and Yamazaki, J. and Katula, B., "Comparative Study of Prestressed Concrete Beams with and without Bond", Journal of American Concrete Institute, Proceedings, vol. 68, No. 2, 1971, pp.116-125.
5. Ministry of Korean Construction and Transportation, "Concrete Structural Design Code", Seoul, 2007, p.188. (in Korean, without English abstract)
6. Mojtahedi, S. and Gamble, W., "Ultimate Steel Stress in Unbonded Prestressed Concrete", Journal of Structural Division, ASCE, vol. 104, No. ST7, 1978, pp.1159-1165.
7. Naaman, A. E. and Alkhairi, F. M., "Stress at Ultimate in Unbonded Post-tensioning Tendons: Part 2 - Proposed Methodology", Journal of American Concrete Institute Structural Division, vol. 88, No. 6, 1991, pp.683-692.
8. Oh, B. H. and Yoo, S. W., "Flexural Analysis of Prestressed Concrete Bridges with External Unbonded Tendons", Journal of Korean Society of Civil Engineers, vol. 19, No. 1-5,

-
- 1999, pp.761-771. (in Korean, with English abstract)
9. Ramons, G., "Flexural Strength of Externally Prestressed Concrete Bridges", Journal of American Concrete Institute Structural Division, vol. 93, No. 5, 1996, pp.128-136.
 10. Shim, N. H. and Park, Y. S., "Experimental Study on the Strengthening Method of RC Beam Applied External Prestressing Using Strand or CFRP", Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection, vol. 8, No. 3, 2004, pp.207-215. (in Korean, with English abstract)
 11. Tan, K. H., Ng, C. K., "Effects of Deviators and Tendon Configuration on Behavior of Externally Prestressed Beams", Journal of American Concrete Institute Structural Division, vol. 94, No. 1, 1997, pp.14-20.
 12. Yoo, S. W. and Ha, H. J., "Proposal on the Prediction Equation of Ultimate External Tendons", Journal of Korean Society of Safety, vol. 25, No. 5, 2012, pp.44-53. (in Korean, with English abstract)
 13. Yoo, S. W., Analysis of Ultimate Flexural Behavior of Prestressed Concrete Bridges with External Unbonded Tendon. Ph.D. thesis, Seoul, Korea: Seoul National University, Department of Civil Engineering, 1999, pp.9-15.

Received : 01/11/2013
 Revised : 02/25/2013
 Accepted : 02/26/2013

요 지

외부강선으로 보강된 철근콘크리트 보에 대한 기존 연구 대상은 과보강 철근콘크리트 보가 대부분이다. 그러나 이러한 저보강 철근콘크리트 보에 대한 외부 강선 보강은 보강 텐던의 양이 아주 적어서 외부 강선의 보강 효과를 명확하게 분석할 수 없다는 문제점이 있다. 이러한 이유로 본 연구에서는 손상된 저보강 철근콘크리트 보를 외부강선으로 보강한 경우를 선택하여 연구를 수행하고자 하였다. 따라서 본 연구에서는 실험을 통하여 보강 효과를 평가하고 적절한 보강방법을 찾기 위해서 7개의 실험 부재를 제작하여 휨거동 실험을 실시하였다. 실험 결과에 의하면, 강선량이 증가할수록 보강효과는 증가하는 것으로 나타났으며, 특히 에폭시 레진으로 균열을 보수하면 그 효과는 더욱 커지는 것으로 나타났다. 또한 외부 강선의 극한응력에 대한 AASHTO 1994와 ACI-318 설계식은 실험결과와 잘 일치하지 않는 것으로 나타났다. 이러한 본 연구의 결과는 향후 손상된 철근콘크리트 보의 적정 보강 방법을 제시하는 데 효과적일 것으로 예상된다.

핵심 용어 : 초기 손상, 보강 효과, 외부 강선, 보강공법