

강판으로 보강된 RC 보의 조기파괴거동 해석

An Analytical Study on the Premature Failure Behavior of RC Beams Strengthened by Steel Plates

심종성* 김규선**
Sim, Jongsung, Kim, Gyuseon

ABSTRACT

The design methods for the steel plate strengthened RC structures are not well established yet because the structural behavior of plated RC beams is more complex than that of regular unplated ones.

The main purpose of this paper is to present the premature failure mechanism of steel plate strengthened RC beams. The analytical models of interfacial stress and normal are also proposed in this paper. The comparisons between the analytical results using the proposed theory and experimental ones are relatively satisfied

1. 서론

보강재로 보강된 철근콘크리트보의 조기파괴의 역학적 거동은 크게 두가지로 분류할수 있다. 첫 번째는 철근콘크리트보에 부착보강된 보강재 단부의 불연속영역에서 발생하는 계면응력 즉 전단응력과 박리응력(peeling stress)의 응력집중현상으로 인하여 발생하는 파괴형태이며 두 번째로는 보강된 철근콘크리트보에 발생하는 휨균열 및 전단균열에 의한 개구변위(opening displacement)로 인하여 발생하는 계면균열이 단부로 진행되면서 계면박리파괴되는 형태로 나눌 수 있다[1,2]. 강판과 같이 강성이 큰 보강재로 보강할 경우에는 보강재 단부의 불연속부의 응력집중으로 인한 조기파괴가 발생하는데 이러한 유형의 파괴 또한 두가지로 분류할 수 있다. 첫 번째는 접착제의 물성이 떨어지거나 계면의 시공이 불완전할 경우 단부에서 발생하는 응력집중으로 인하여 계면에서 보강재의 박리가 단부로부터 진행되고 유효한 보강재의 보강길이가 감소함에 따라 최대박리응력(peeling stress)이 보의 전단파괴를 유발하거나 보강판의 박탈을 유발함으로써 갑작스럽게 파괴되는 경우이며 두 번째는 접착제의 물성이 보강판의 박리를 방지할 만큼 우수하고 시공이 적절하게 이루어 졌을 경우 단부에서 발생하는 계면응력의 집중현상 및 휨응력으로 인해 단부의 끝에서 발생하는 균열이 주철근의 위치까지 진행되고 콘크리트 내부에서는 2축 인장상태가 되어 이들 주응력이 콘크리트의 휨인장강도를 초과하게 되면 이 균열은 주철근 아래에 가장 취약한 단면을 따라 수평방향으로 진전되며 rip-off 파괴가 이루어 진다.

* 정회원 한양대학교 토목·환경공학과 교수

** 정회원 한양대학교 산업과학연구소 연구원

본 연구에서는 이러한 보강재 단부의 응력집중으로 인해 발생하는 조기파괴 해석식을 저자들이 기 제안한 계면응력모델[1]을 토대로 하여 제시하였으며 이를 실험결과와 비교하여 제시된 파괴기준의 합리성을 비교·검토해보았다.

2. 계면해석모델

보강재로 보강된 RC 보의 경우 보강재의 불연속부에서 응력집중현상이 궁극적인 단부박리파괴 또는 rip-off 파괴와 같은 조기파괴의 원인이 된다. 따라서 접착계면에서 발생하는 응력분포를 정확하게 예측할 수 있는 모델을 토대로 단부박리파괴 해석이 수행되어야 한다. 따라서 본 논문에서는 저자들이 기 제안한 문헌[1]에서 모델의 신뢰성이 입증된 최대계면전단응력과 최대박리응력식을 토대로 단부 박리파괴해석을 수행하였다. 식 (1)과 (2)에는 본 연구에 적용된 최대계면전단응력과 최대박리응력식을 나타내었다.

$$\tau_{\max} = \beta_1 + a_2 \quad (1)$$

$$\text{여기서, } \beta_1 = \frac{G_a \cdot M_0}{\lambda E_c Z_{tr} t_a} + \frac{a_1}{\lambda}, \quad \lambda = \sqrt{\frac{G_a \cdot b_p}{t_a} \left[\frac{1}{E_p A_p} + \frac{1}{E_c A_{tr}} + \frac{y_{tr}}{E_c Z_{tr}} \right]}, \quad a_1 = \frac{G_a \cdot a_1}{\lambda^2 E_c Z_{tr} t_a}$$

$$a_2 = \frac{(a_2 + a_1 \cdot L_a) \cdot G_a}{\lambda^2 E_c Z_{tr} t_a}$$

식(1)에서 G_a , t_a =접착제의 전단탄성계수 및 두께, M_0 =단부에서 외부모멘트(= $P \cdot L_a$), E_c , E_p = 콘크리트와 보강재의 탄성계수, A_p , b_p =보강재의 단면적 및 폭, A_{tr} , Z_{tr} = 철근콘크리트보의 환산단면적 및 환산단면계수, L_a =지점에서 단부까지 거리, a_1 , a_2 =외부 전단력 함수의 계수[$V(x) = a_1 \cdot x + a_2$]이다.

$$\sigma_{n,\max}(x) = \frac{1}{2\xi^3} \left[K_n \left(\frac{V_c}{E_c J_c} - \frac{V_p^r}{E_p J_p} \right) + \xi \cdot \left(\lambda^2 \cdot F + K_n \frac{M_0}{E_c J_c} \right) - \lambda^3 \cdot F \right] - F + \frac{\gamma \cdot a_1}{4\xi^2} \quad (2)$$

$$\text{여기서, } \xi = \sqrt[4]{\frac{K_n \cdot b_p}{4} \left[\frac{1}{E_p J_p} + \frac{1}{E_c J_c} \right]}, \quad K_n = \frac{E_a}{t_a}, \quad V_c = V_0 + V_c^r, \quad V_c^r = -b_p y_c \cdot (\beta_1 + a_2),$$

$$V_p^r = -b_p \frac{t_p}{2} \cdot (\beta_1 + a_2), \quad F = \frac{\lambda \cdot \beta_1 \cdot \gamma}{\lambda^4 + 4\xi^4}, \quad \gamma = K_n \cdot \left[\frac{b_p t_p}{2E_p J_p} - \frac{b_p y_c}{E_c J_c} \right]$$

식(2)에서 E_a =접착제의 탄성계수, I_p , I_c = 보강재와 콘크리트보의 단면2차모멘트, V_0 =단부에서 전단력(=P), V_c^r , V_p^r =계면의 전단흐름이 RC보와 보강재에 각각 작용하는 전단력, t_p =보강재의두께이다.

3. 단부박리파괴 해석

단부에서 피복콘크리트를 물고 떨어지는 rip-off 파괴메카니즘을 살펴보면 보강재 단부에서 시작되는 균열이 주철근 위치까지 진행된 이후 어느정도 하중에 저항하다가 갑작스럽게 균열이 주철근과 평행하게 진행되면서 파괴하는 양상을 나타낸다. 초기에 단부에서 균열이 발생하여 주철근부위까지 진행되는 단계를 초기 rip-off 단계로 정의하며 이때 콘크리트 하면에서 발생하는 응력상태는 외부모멘트에 의해 보 하면에 발생하는 인장응력과 보강재 불연속부에서 발생하는 계면전단응력과 수직응력이

작용하게 된다. 그러나 하중이 증가하면서 보강재의 단부에서는 휨균열 및 수평균열이 발생하게 되면서 급격하게 하중이 감소하면서 파괴되는데 이때 콘크리트 단부하면에는 초기 rip-off 균열이 발생한 이후 발생한 휨균열 및 횡방향 균열들로 인하여 보의 축방향으로 발생하는 인장응력에 대한 저항력은 상실하게 된다. 따라서 rip-off 파괴시 단부의 콘크리트에 작용하는 응력은 전단응력과 수직응력만이 작용한다고 볼 수 있다. 그러나 콘크리트가 파괴되는 위치인 주철근부위에서의 응력과 콘크리트 계면에서 발생하는 응력은 엄밀하게 동일하다고 볼 수는 없지만 계면에서의 응력과 상관관계를 가진다고 볼 수는 있으므로 계면최대전단응력과 최대수직응력으로 인한 주응력과 콘크리트의 휨파괴특성치인 휨파괴계수, σ_{ru} 와의 상관관계를 토대로 식 (3)과 같은 파괴기준을 설정할 수 있다.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{n, \max}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{n, \max}}{2}\right)^2 + \tau_{\max}^2} \leq \sigma_{ru} \quad (3)$$

여기서 $\sigma_{ru} = 2.0\sqrt{\sigma_{ck}}$

따라서 작용하중으로 인한 단부콘크리트에서의 최대 주응력 σ_1 이 콘크리트의 휨저항특성치인 휨파괴계수를 초과하게 되면 보강재로 보강된 철근콘크리트보에서는 rip-off 파괴가 발생하는 것으로 정의된다. 또한 단부에서의 주응력 σ_1 이 콘크리트의 휨파괴계수에 도달하기 이전에 보강재의 단부에서 계면최대전단응력이 접착제가 가지는 부착강도에 도달하게 되면 보강재가 박리(peeling)파괴되는 것으로 볼 수 있다.

4. 실험결과와 해석치와의 비교

제안된 해석모델과 실험치를 비교하기 위하여 저자들에 의해 수행된 실험에서 rip-off 파괴된 시험체 4개[2]와 기존문헌[3,5]의 실험치 12개를 채택하였으며 해석치는 하중 P로 이루어진 다항식 식 (4)를 만족하는 박리하중 P를 Newton-Raphson법을 이용하여 산정하였다.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{n, \max}(P)}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{n, \max}(P)}{2}\right)^2 + \tau_{\max}^2(P)} \leq \sigma_{ru} \quad (4)$$

해석치와의 비교에 사용된 실험체의 재료물성치는 표.1에 나타내었으며, 표 2와 그림 1에는 실험치와 해석치와의 비교결과를 나타내었다. 결과를 고찰해보면 비교적 해석치가 실험치에 비해 다소 과소평가됨을 알 수 있다. 이는 계면에서의 최대전단응력과 수직응력과 주철근위치의 콘크리트에서 발생하는 응력과는 어느정도 상관관계를 가지지만 실제 값보다는 큰 값을 제공하므로 파괴하중이 실험치보다 다소 과소평가되는 것으로 판단된다.

그림 2에는 단부까지의 거리 L_a 와 보강재 길이의 0.5배에 해당하는 L_b 와의 비에 따른 실험치와 해석치의 비를 나타내었다. 결과를 살펴보면 가 약 0.4 이상부터 해석치가 실험치에 비해 상당히 과소평가됨을 고찰할 수 있지만 L_a/L_b 가 0.4이하인 구간에서는 비교적 박리하중을 합리적으로 예측하고 있다. 제안된 해석모델이 보강재 두께의 대한 영향을 적절하게 반영하는지 여부를 살펴보기 위해서 L_a/L_b 의 비가 0.4이하인 문헌[3]의 실험자료를 이용하여 검토해 보았으며 그 결과는 그림 3과 같다. 여기서 제시된 시험체는 보강재의 두께를 제외한 모든 변수는 동일한 시험체이다.

표.1 시험체의 재료물성

참고 문헌	시험체명	E_c (kg/cm ²)	E_s (kg/cm ²)	E_p (kg/cm ²)	E_a (kg/cm ²)	G_a (kg/cm ²)	t_a (cm)	t_p (cm)	L_p (cm)	L_a (cm)	L_a/L_p
[2]	SP8-N10	249198	1960000	2000000	30000	11538	0.3	0.4	80	20	0.25
	SP8-AY	249198	1960000	2000000	30000	11538	0.3	0.4	80	20	0.25
	SP6-N10	249198	1960000	2000000	30000	11538	0.3	0.4	60	40	0.67
	SP6-AY	249198	1960000	2000000	30000	11538	0.3	0.4	60	40	0.67
[3]	S2*130*1.5	223494	2040000	1800000	30000	11538	0.3	0.23	75	25	0.33
	S2*130*1.5R	223494	2040000	1800000	30000	11538	0.3	0.23	75	25	0.33
	S2*130*1.5NOCR	223494	2040000	1800000	30000	11538	0.3	0.23	75	25	0.33
	S2*130*0.8	223494	2040000	1800000	30000	11538	0.3	0.23	40	60	1.5
	S3*130*1.5	223492	2040000	1800000	30000	11538	0.3	0.33	75	25	0.33
	S4*130*1.5	223492	2040000	1800000	30000	11538	0.3	0.4	75	25	0.33
	S2*65*1.5	2223494	2040000	1800000	30000	11538	0.3	0.23	75	25	0.33
	S4*65*1.5	223494	2040000	1800000	30000	11538	0.3	0.4	75	25	0.33
[5]	J1-1	283560	1850000	1940000	21012	7667	0.5	0.45	82	38	0.46
	J1-2	283560	1850000	1940000	21012	7667	0.5	0.45	82	38	0.46
	J2-1	290700	1850000	1900000	21012	7667	0.5	0.45	92	28	0.3
	J2-2	290700	1850000	1900000	21012	7667	0.5	0.45	92	28	0.3

표.2 해석치와 실험치의 결과비교

참고 문헌	시험체명	P_{exp} (ton)	P_{theo} (ton)	$\frac{P_{theo}}{P_{exp}}$
[2]	SP8-N10	8.5	8.16	0.96
	SP8-AY	8.3	8.16	0.98
	SP6-N10	6.3	4.54	0.72
	SP6-AY	5.9	4.54	0.77
[3]	S2*130*1.5	7.7	7.4	0.96
	S2*130*1.5R	7.8	7.4	0.95
	S2*130*1.5NOCR	7.5	7.4	0.99
	S2*130*0.8	5.1	3.3	0.65
	S3*130*1.5	7.6	6.61	0.87
	S4*130*1.5	6.8	6.29	0.93
	S2*65*1.5	7.9	6.45	0.82
	S4*65*1.5	6.8	5.09	0.75
[5]	J1-1	9.08	5.8	0.64
	J1-2	9.24	5.8	0.63
	J2-1	12.24	10.22	0.8
	J2-2	12.82	10.22	0.76

표.3 수정된 식에 의한 파괴하중 재해석결과

참고문헌	시험체명	P_{exp}	P_{theo}	P_{theo}/P_{exp}
[2]	SP6-N10	6.3	5.4	0.86
	SP6-AY	5.9	5.4	0.91
[3]	S2*130*0.8	5.1	3.93	0.77
[5]	J1-1	9.08	6.90	0.76
	J2-1	9.24	6.90	0.75

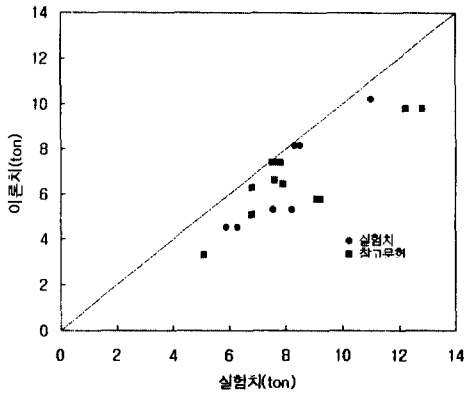


그림 1 실험치와 해석치 비교

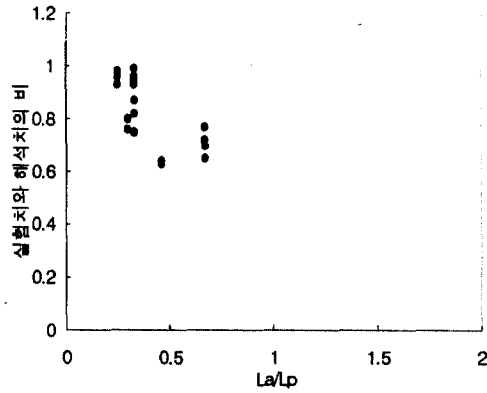


그림 2 L_a/L_p 비에 따른 실험치와 해석치의 비

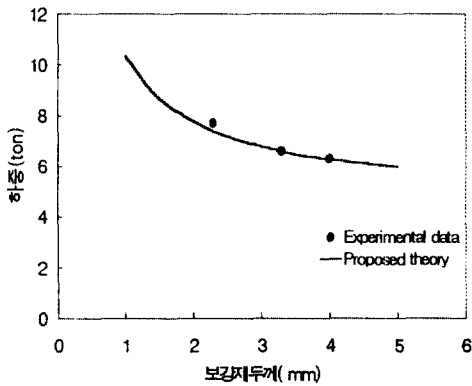


그림 3 보강재두께의 변화에 따른
박리하중의 변화

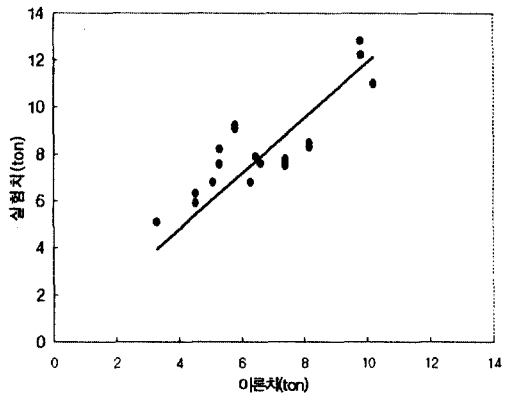


그림 4 박리하중의 실험치와 해석치 회귀분석

그림 3의 비교결과는 비교적 제안된 모델이 보강재 두께에 따른 박리하중을 변화를 적절하게 표현하는 것으로 보인다. 앞에서 언급한 바와 같이 제안된 파괴기준은 L_a/L_p 의 비가 0.4 이상일 경우에는 상당히 과소평가함으로 보강길이 이 범위를 넘어설 경우에는 적절한 증가계수를 고려하여 해석적으로 산정한 파괴하중을 상향조정하는 것이 필요하다. 따라서 제시되었던 실험자료를 이용하여 선형 회귀분석을 수행함으로써 적절한 증가계수를 산정하였다. 그림 4에는 실험치와 해석치간의 상관관계를 회귀분석한 결과를 나타내었다. 회귀분석한 결과를 식으로 표현하면 식 (5)로 나타낼 수 있다.

$$P_{\text{이론치}} = \delta \cdot P_{\text{실험치}} \quad (5)$$

따라서 $L_d/L_b \geq 0.4$ 인 구간에서 해석적 박리하중값은 식 (3)을 만족하는 박리하중 P에 증가계수 $\delta = 1.1896$ 을 고려한 값으로 고려하면 안전측이면서 합리적인 해석값을 산정한다. 따라서 제시된 식을 이용하여 $L_d/L_b \geq 0.4$ 인 범위의 박리하중을 다시 산정하였으며 그 결과는 표 2와 같다. 해석된 결과는 비교적 이전의 값에 비해 적절하게 박리하중을 산정하는 것으로 판단되지만 실제 구조물을 보강할 경우 L_d/L_b 가 0.4 이상이 될 경우는 거의 발생하지 않으므로 식 (3)을 적용하여 단부박리파괴해석을 하는 것 만으로도 충분할 것으로 판단된다.

5. 결론

본 연구에서 수행된 연구결과를 정리하면 다음과 같다.

- 1) 보강재가 단부에서 콘크리트를 물고 떨어지는 rip-off파괴의 경우 계면에서 발생하는 최대전단응력과 최대수직응력으로 이루어지는 최대주응력이 콘크리트의 휨파괴계수에 도달할 때 파괴가 발생한다고 가정한 파괴기준은 실험치와 비교해 볼 때 비교적 과소평가되는 경향을 보였다. 이는 계면에서 발생하는 계면응력과 실제 파괴가 발생하는 주철근 위치에서의 응력과는 다소 차이가 있기 때문으로 판단된다.
- 2) 그러나 L_d/L_p 의 비가 0.4이하인 경우에는 제안된 해석모델은 비교적 합리적인 박리하중을 예측하는 것으로 보이며 조기파괴거동에 가장 큰 영향을 미치는 보강두께 및 보강길이에 대한 영향을 적절하게 반영하는 것으로 판단된다. 그러나 L_d/L_p 값이 0.4이하인 구간에서는 과소평가되는 박리하중을 증가계수 δ 를 고려하여 박리하중을 산정함으로써 박리하중이 과소평가되지 않도록 고려하였다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부에서 주관하는 “96 건설교통부 연구과제”를 수행함으로써 얻어진 결과이며 저자들은 건설교통부의 후원에 대한 감사의 뜻을 전합니다.

참고문헌

1. 심종성, 김규선, “보강재로 보강된 RC보의 계면응력 해석모델”, 대한토목학회, 1998년(논문심사중)
2. 심종성, 김규선 외, “강판으로 보강된 RC보의 조기파괴거동제어에 관한 실험적 연구”, 한국콘크리트학회 춘계학술발표회 논문집, 제10권 1호(통권 제 18집), 1998.5, pp 559~565
3. 최완철 외, “에폭시접착 강판보강 철근콘크리트보의 역학적 거동에 관한 연구, 숭실대 생산기술연구소, 1994
4. 오병환 외 2인, “강판휨보강된 철근콘크리트보의 파괴기구 및 박리하중산정 이론연구”, 한국콘크리트학회논문집, 제9권, 제 6호, 1997.12, pp 243-254
5. Masashi Sano and Takashi Miura, “A Study on a Design Method for Strengthening Concrete Members by Steel-plate-bonding, 土木學會論文集, No. 550, V.33, 117-129. 1996 pp 117-129
6. Roberts T. M., “Approximate Analysis of Shear and Normal Stress Concentration in the adhesive layer of plated RC beams, The Structure Engineer, 67(12), June, 1989, pp 39-55