

슬래브-기둥 접합부의 뚫림 전단강도에 대한 래티스 보강상세의 영향

Effects of details of lattice reinforcement for punching shear strength of slab-column connections

김유니* 박홍근**
Kim, You Ni Park, Hong Gun

ABSTRACT

A flat plate-column connection is susceptible to brittle punching shear failure, which may result in the necessity of shear reinforcement. In previous, experimental tests were performed to study the capacity of slab-column connections strengthened with various shear reinforcement, and the capacity of the specimens with lattice reinforcement are superior to the others. In present study, to study for effects of details of lattice reinforcement, experimental studies was performed. Main parameters are the amount of lattice shear reinforcement, arrangement of lattice and the effect of flexural re-bar. And capacity of the specimen with small amount of lattice reinforcement was higher than the capacity of other shear reinforcement.

Keywords: slab-column connection, lateral load, lattice, shear reinforcement, ductility, earthquake design

1. 서론

무량판은 시공성, 경제성면에서 우수하지만, 접합부의 뚫림전단 성능이 취약하여 전단파괴가 흔히 일어나므로 우수한 내진성능을 위하여 접합부를 보강할 필요가 있다. 기존연구에서 래티스, 스테드레일, 스테리프, 전단밴드 등 여러 가지 방법으로 보강된 내부접합부에 대한 실험을 실시하여, 그 중 래티스의 구조적 성능이 가장 우수함을 확인하였다. 본 연구에서는 래티스 철근 설계시 다양한 상세에 대한 영향을 고려하기 위하여 래티스 웹 철근의 굵기, 래티스의 방향성과 배치방법, 휨철근 위치의 영향 등을 변수로 한 실험을 실시하였으며, 낮은 전단강도로도 다른 보강방법보다 우수한 성능을 발휘한다는 것을 확인하였다. 여러 가지 상세를 변수로한 실험 결과를 바탕으로 래티스 철근의 효과적인 배치방법과 설계식을 제시하고자 한다.

2. 실험 계획 및 방법

본 연구에서는 $v_u/v_c = 0.4$ 인 중력하중과 주기 횡하중을 받는 슬래브-기둥 접합부에 래티스 철근을 사용하여 보강을 하고, 그 효과를 비교하고자 한다. 주요 변수는 래티스 보강량, 래티스 배치 방향, 휨철근비, 콘크리트 강도 등이며 그에 따른 강도와 연성능력을 평가하였다.

2.1 실험체 제작

일정한 수직하중과 주기 횡하중을 받는 10개의 슬래브-기둥 접합부에 대한 실험을 실시하였다. (그림 1)는 실험체의 크기와 실험장치를 보여주고 있다. 실험체는 6m x 6m 슬래브의 1/2축소 모델로 제작되었다. 실험체는 중앙부 기둥과 3m x 3m 크기(순스팬 = 2.7m x 2.4m)의 슬래브로 구성되었다. 슬래브의 두께는 135mm, 기둥단면의 크기는 300mm x 300mm 이며, 기둥 상부 가력부와 기둥 하부 힌지사이의 거리는 1615mm 이다. 콘크리트 압축강도를 변수로 하여 A, B 두 개의 그룹으로 나누고, group A의 실험체는 $f'_c = 22.5$ Mpa, group B 실험체는 $f'_c = 22.5$ Mpa 의 콘크리트를 사용하였으며, 각각의 강도에 대해 무보강 기준실험체와 래티스 보강 실험체 4개씩, 총 10개의 실험체를 제작하였다.

2.2 전단보강재와 실험체 변수

래티스 보강은 상하부 주철근과 전단철근의 역할을 하는 경사재인 웹철근이 절곡되어 용접으로 일체화되어있다.(그림 2) 웹철근으로 LR-A1, LR-A2, LR-B1, LR-B2 는 $\phi 7$, LR-A3, LR-B3 는 $\phi 5$, LR-A4,

* 정희원, 서울대학교 건축학과 박사과정

** 정희원, 서울대학교 건축학과 교수

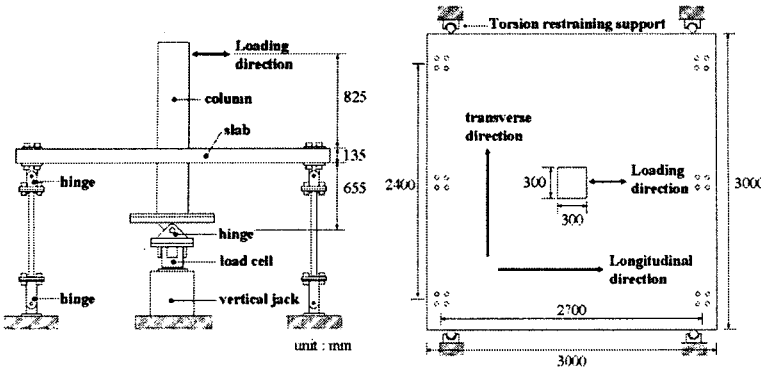


그림 1 Specimens and test set-up

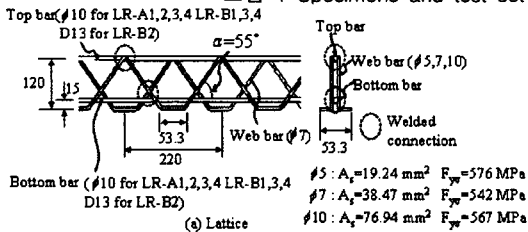


그림 2 Lattice Reinforcement

LR-B4 는 $\phi 10$ 인 원형철근을 사용하였다. 주요변수는 전단보강재의 양과 래티스의 배근 방향, 슬래브의 휨 모멘트, 콘크리트의 압축강도이며, 모든 실험체의 크기, 중력하중비($v_u/v_c = 0.4$)는 동일하다.

group A의 LR-A1, LR-A2, LR-A3와 group B의 LR-B1 LR-B2, LR-B3는 휨철근의 양과 철근의 유효 깊이가 다르나 슬래브의 휨 모멘트 강도가 동일하도록 하였다. 전단철근에 의한 전단강도는 ACI318-05 에 따라서

$V_s = (1/b_0d)A_s f_{vy} (1 + \cot\alpha) \sin\alpha (d/s)$ 로 계산된다. 래티스보강에 의한 전단강도는 래티스에 평행한 방향으로 형성되는 파괴면에 대한 전단강도 $V_{sl} = 4A_s f_{vy} \sin\alpha (d_p/s_p) (c_2 + d_1/s_1)$ 와 래티스에 직각방향으로 형성되는 파괴면에 대한 전단강도 $V_{sp} = 2A_s f_{vy} (1 + \cot\alpha) \sin\alpha (d_1/s_1) (c_1 + d_p/s_p)$ 로 산출하여 래티스 보강에 의한 접합부의 전단강도 $V_s = V_{sl} + V_{sp}$ 으로 구하였고, 래티스 전단보강에 의한 허용 최대 전단강도는 $v_s = (1/b_0d)(V_{sl} + V_{sp})$ 와 같이 정의 된다.

표 1 실험체 변수 및 재료성질

Specimens	f'_c (Mpa)	f_y (Mpa)	f_{vy} (Mpa)	direction of lattice arrangement	V_s (kN)	M_{col} (kN-m)	v_u/v_c	$v_c + v_s$ (Mpa)	v_n (Mpa)	ρ_t (%)	ρ_b (%)	d_t (mm)	d_b (mm)
RC-A	22.5	420	-	-	-	136.68	0.40	-	1.56	1.06	0.79	120	107
LR-A1	22.5	420	542	transverse direction	555	136.69	0.40	3.91	2.35	1.32	0.77	108.5	108.5
LR-A2	22.5	420	542	longitudinal direction	555	141.64	0.40	3.53	2.35	0.93	0.79	120	120
LR-A3	22.5	420	576	transverse direction	278	136.69	0.40	2.35	2.35	1.32	0.77	108.5	108.5
LR-A4	22.5	420	567	transverse direction	1111	172.60	0.40	7.16	2.35	1.57	1.26	107	107
RC-B	38.9	449	-	-	-	152.61	0.40	-	2.05	1.06	0.79	120	107
LR-B1	38.9	449	542	transverse direction	555	153.90	0.40	4.15	3.08	1.32	0.77	108.5	108.5
LR-B2	38.9	449	542	longitudinal direction	555	156.05	0.48→0.40	3.77	3.08	1.08	0.63	120	120
LR-B3	38.9	449	576	transverse direction	278	153.90	0.40	2.59	3.08	1.32	0.77	108.5	108.5
LR-B4	38.9	449	567	transverse direction	1111	215.70	0.40	6.53	3.08	1.33	1.88	120	94

$v_c = \sqrt{f'_c}/3$, $v_c = \sqrt{f'_c}/6$, $v_n = v_c + v_s \leq \sqrt{f'_c}/2$, f'_c : Mpa, M_{col} : 슬래브의 휨모멘트강도

2.3 실험체 설치

횡하중에 의한 연속 슬래브의 변곡점이 슬래브 중앙부에 발생하는 것으로 가정하여 실험체 슬래브의 모서리를 6개의 힌지로 지지하였다.(그림 1) 횡하중은 기둥 상부의 액츄에이터에 의해 변위제어방식으로 가하였으며, 중력하중은 기둥하부에서 유압잭에 의한 치올립 변위로 가하였다.

3. 실험 결과 및 비교

3.1. 균열 및 파괴 모드

(그림 3)은 실험체중 전단무보강 실험체인 RC-B, 래티스 실험체 LR - B1, LR-B2, LR - B3, LR-B4의 슬래브상부 표면의 균열양상을 나타내고 있다. 무보강 실험체인 RC-A와 RC-B 는 실험 초기에 슬래브 상부에 가력방향에 직각으로 직선형의 휨균열이 발생하였고,(그림 3(a)) 접합부의 파괴시에는 슬래브 상부의 기둥면에서 $2d \sim 3d$ 만큼 떨어진 곳에 넓게 파괴면이 형성되면서 하중이 감소하였다. 래티스 보강 실험체(LR-B1)의 경우 실험 초기에는 무보강 기준 실험체와 비슷한 양상으로 균열이 발생하였으나 균열의 갯수와 분포범위는 적었으며, 무보강 실험체와 달리 하중재하능력이 감소하는 경우에도 기둥을 둘러 형성되는 뚜렷한 파괴면은 발생하지 않았다.(그림 3(b)) LR-B2의 경우 중력하중이 초과 재하되어($v_u/v_c = 0.48$), 중력하중 하에서의 균열이 과도하게 발생하였다. LR-B3 은 LR-B1 과 균열 양상이 비슷하였으며, LR-B4 는 LR-B1보

다 균열의 개수와 균열의 크기가 작았다.(그림 3(d))

실험결과를 보면 수직하중 ($v_u/v_c=0.40$)에 의해서 많은 휨 균열이 발생한 것으로 나타났다. 이는 현지 지지조건을 사용하는 실험체에 유압잭으로 전단력을 재하하는 경우에는 실제 연속 슬래브에 재하되는 분포 하중에 비하며 기둥 접합부에 과도한 휨모멘트가 발생하기 때문이다. (H. Park and K. Choi(2006)) 이러한 휨모멘트에 의한 과도한 균열발생은 접합부의 전단강도를 감소시킬 수 있다.

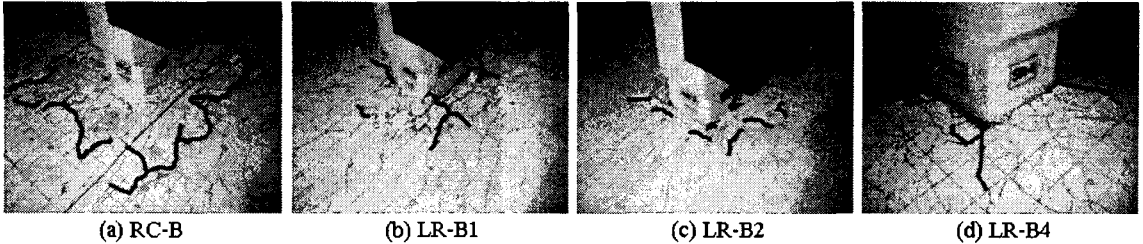


그림 3 Crack Pattern in slab on surface at failure

3.2 강도-변위 관계

표 2 실험결과 및 비교

Specimens	V_u (kN)	v_u/v_c	Test results		Test comparisons			
			M_{exp} (kN-m)	δ_{exp} (%)	$M_{exp}/M_{exp(v_s=0)}$	$\delta_{exp}/\delta_{exp(v_s=0)}$	M_{exp}/M_{n1}	M_{exp}/M_{col}
RC-A	132.4	0.40	64.5	1.5	1.00	1.00	0.98	0.47
LR-A1	132.4	0.40	132.2	7.0	2.05	4.67	1.34	0.97
LR-A2	132.4	0.40	130.4	4.9	2.02	3.27	1.07	0.92
LR-A3	132.4	0.40	126.2	6.6	1.96	4.40	1.28	0.92
LR-A4	132.4	0.40	146.3	7.1	2.67	4.73	1.53	0.85
RC-B	158.5	0.40	70.5	1.6	1.00	1.00	0.77	0.46
LR-B1	158.5	0.40	129.1	4.7	1.83	2.94	0.96	0.84
LR-B2	206.1→158.5	0.48 → 0.40	152	3.6	2.16	2.25	1.02	0.97
LR-B3	158.5	0.40	117.1	4.5	1.66	2.81	1.12	0.76
LR-B4	158.5	0.40	169.9	5.1	2.41	3.19	1.30	0.79

$M_{n1} = (v_c + v_s - (V_u/b_0d))J(1/\gamma_c) \leq (0.5\sqrt{f'_c} - (V_u/b_0d))J(1/\gamma_c)$, M_{col} =슬래브의 휨 모멘트 강도

(그림 4)와 (그림 5)는 각각 Group A ($f'_c=22.5$ Mpa) 와 Group B ($f'_c=38.7$ Mpa) 실험체들의 불균형 모멘트강도와 기둥변형각의 관계를 나타내고 있다. 최대변형각은 최대강도 발현 이후 최대강도의 80%까지 강도가 떨어졌을 때의 변형각으로 정의하였다.

(그림 4)에 나타난 $f'_c=22.5$ Mpa의 콘크리트를 사용한 Group A 의 실험결과에서, 전단보강을 하지 않은 RC-A 실험체의 강도는 ACI 318-05 의 예측값과 비슷하였으며, 최대변형은 1.5 % 이었다. 래티스를 하중과 직각방향으로 배치한 LR-A1 는 최대변형각이 7.0% 로서 가장 우수한 변형능력을 보였으며, 불균형 모멘트강도는 무보강 실험체의 2.05배로 증진되었다. 하중방향으로 래티스를 배치한 LR-A2 는 무보강 실험체의 3.27배에 달하는 4.9% 의 변형각을 발휘하였다. 휨강도는 LR-A1 와 거의 동일하였다. 전단보강재의 양을 LR-A1에 비하여 반으로 줄인 LR-A3 는 LR-A1와 거의 비슷한 수준인 6.6% 의 변형능력을 보였으며, 전단보강재의 양을 LR-A1의 두배로 증가시키고, 휨 모멘트 강도도 증가시킨 LR-A4 의 변형능력은 7.1% 였다. (그림 5)에 나타난 고강도 콘크리트 $f'_c=38.7$ Mpa를 사용한 Group B 의 실험결과, 래티스를 하중의 직각방향으로 배치한 LR-B1 는 무보강 실험체 RC-B에 비하여 1.83 배의 강도증진을 보였으며, 4.7% 의 변형능력이 발휘되었다. 래티스를 하중방향으로 배치한 LR-B2 는 휨강도가 다른 실험체보다 훨씬 크게 나타났다. 무보강 실험체의 2.16배의 강도증진효과를 보였으며, 변형능력은 2.25 배가 증가하였다. 변형능력이 LR-B1 보다 다소 저하 되었으나, 이는 실험초기 재하된 과도한 수직하중($v_u/v_c=0.48$)의 영향인 것으로 판단된다. LR-A3 는 LR-B1 보다 조금 저하된 강도와 연성능력을 발휘하였으며, LR-4B 의 최대변형은 5.1%, 강도는 무보강의 3.19 배였다. LR-A3 과 LR-B3에서 래티스는 적은 양으로도 다른 보강방법 보다 접합부의 성능을 크게 향상시킬 수 있는 것으로 보이며(그림 6), LR-A4 와 LR-B4에서 휨철근 양을 증가시켰을 때 강도와 변형능력이 크게 증진된 것으로 보아 래티스는 슬래브의 휨항복모멘트 강도가 발휘될 정도의 휨모멘트를 전달할 수 있으며, 슬래브의 휨강도를 기반으로 한 접합부의 성능기반설계가 가능하다.

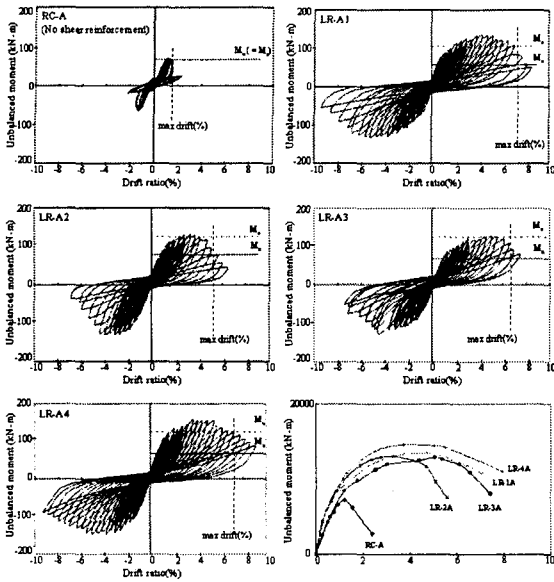


그림 4 Moment-drift curve of group A

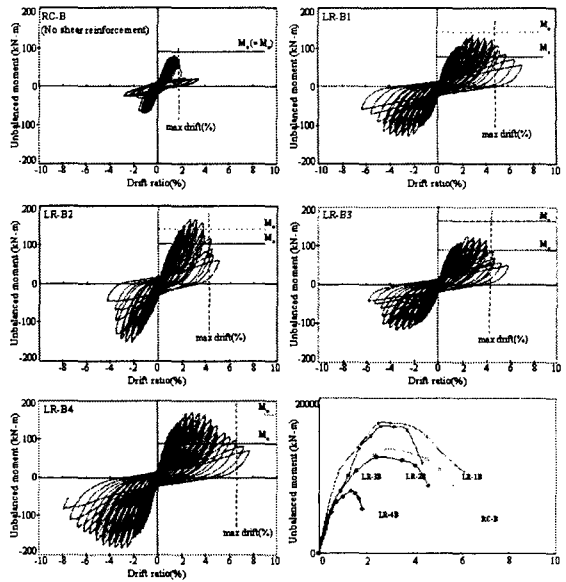
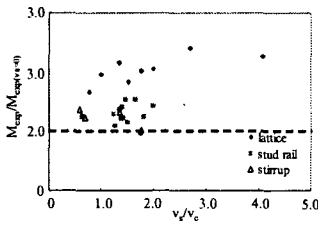


그림 5 Moment-drift curve of group B



래티스 철근은 상하부 모멘트 철근과 전단철근 역할을 하는 경사재인 웨브 철근이 트러스 형태를 이루며 용접이 되어 있어 래티스 철근만으로도 독립적인 시스템을 이룰 수 있다. 콘크리트에 압축과파가 발생한 이후에도 트러스 작용으로 압축력을 지지해줄 수 있으며, 횡 철근과 전단철근의 위치가 고정되므로 정착 정착효과를 볼 수 있다.

4. 결론

그림 6 v_s/v_c versus $M_{exp}/M_{exp}(vs=0)$ 접합부의 직접 풀림 전단보강에 대한 이전의 실험연구(박홍근 등(2004))에서 기존의 보강방법보다 강도증진효과와 연성도가 우수한 것으로 평가된 새로운 전단보강 방법인 래티스 보강법에 대한 내진성능을 연구하였다. 래티스 보강은 무보강보강 실험체에 비하여 1.83~2.67 배의 강도증진, 2.94~4.73 배의 연성도증진효과를 보였으며, 이러한 래티스의 효율적인 강도 증가로 보강설계시 현기준에서 규정하는 제한조건($v_n = v_c + v_s \leq \sqrt{f_c} / 2$)을 고려할 필요가 없는 것으로 나타났다. 또한, 중력하중비가 일정할 때, 콘크리트 강도가 증가할수록 기준식은 접합부의 강도를 과대평가하는 것으로 나타났다.

참고문헌

1. 박홍근, 안경수, "래티스 철근을 이용한 무량판-기둥 접합부의 전단보강", 서울대학교, 2004
2. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)," American Concrete Institute, 2002.
3. Adel A. Elgabry and Amin Ghali, "Tests on Concrete Slab-Column Connections with stud-Shear Reinforcement Subjected to Shear-Moment Transfer", ACI Structural Journal, 1987, pp433-442.
4. Shafiqul Islam and Robert Park, "Test on Slab-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure", Journal of Structural Engineering, 1976, pp 549-568.
5. Ian N. Robertson, Tadashi Kawai, James Lee and Brian Enomoto, "Cyclic Testing of Slab-Column Connections with Shear Reinforcement", ACI Structural Journal, 2002, pp605-613.
6. Sami Megally and Amin Ghali, "Seismic Behavior of Edge Column-Slab Connections with Stud Shear Reinforcement", ACI Structural Journal, 2000, pp53-59.
7. Neil Hammill and Amin Ghali, "Punching Shear Resistance of Corner Slab-Column Connections", ACI Structural Journal, 1994, pp697-707.
8. John D.Mortin and Amin Ghali, "Connection of Flat Slabs to Edge Column", ACI Structural Journal, 1991, pp 191-198.
9. Fee Kiong Lim and B. Vijaya Rangan, "Studies on Concrete Slabs with Stud Shear Reinforcement in Voconity of Edge and Corner Columns", ACI Structural Journal, 1995, pp515-525.