

피라미드형 전단연결재의 전단거동

Shear Behavior of Pyramidal Shear Connectors

이 경 동* 한 상 호*

Lee, Kyeong-Dong Han, Sang-Ho

Abstract

In order to evaluate the design shear strength of composite slabs with truss-shaped shear connectors(TSC), a series of push-out tests on several types of specimens was carried out. The test results for the two parameters of bearing area and solid angle of the connector were compared to obtain the design shear force of the truss-shaped connectors. The results obtained from this study are as follows: (1) The slip-coefficients of TSC ranges from 0.87 to $3.12(\times 10^6 \text{kgf/cm})$. (2) The slip stiffness and the shear strength of TSC with 60.6cm^2 bearing area are greater than those with 14.6cm^2 . (3) For estimating the allowable shear force of TSC, a design equation that is based on the bearing strength of the connector is suggested. (4) The mean safety factors of the critical force and the ultimate force are 2.38 and 4.62, respectively.

Keywords : composite slab, push-out test, truss-shaped shear connector, shear force.

1. 서 론

최근, 교량 바닥판의 사하중 경감이나 인건비 절약 등의 목적으로 종래의 RC바닥판을 대신해서 강판상에 콘크리트를 타설한 각종의 합성판이 실용화되고 있고, 역학적으로 중요한 역할을 맡는 콘크리트와 강판의 접착면에 있어서의 미끄러짐 방지구조로서 각종의 전단연결재가 고안 개발되

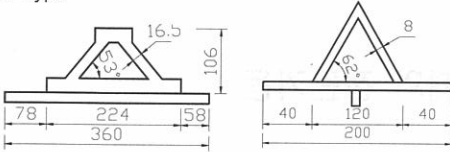
어 있다^{(1)~(2)}.

저자는 탁월한 역학특성을 갖는 피라미드형 전단연결재를 이용한 합성판(이하, TSC바닥판이라 칭한다)의 개발연구를 통하여 그의 정적특성에 대한 지금까지의 일련의 실험적, 이론적인 규명을 수행하고 역학특성에 관한 각종의 지견을 얻음과 동시에 설계방법의 확립을 시도해왔다^{(3)~(4)}. 그렇지만, 심각한 교통하중이 예상되어 지는 노선의

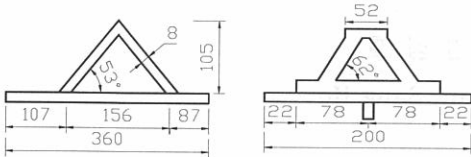
* 순천대학교 공과대학 토목공학과 조교수

• 본 논문에 대한 토의를 2000년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 2000년 7월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

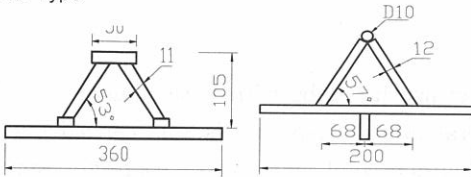
PA Type



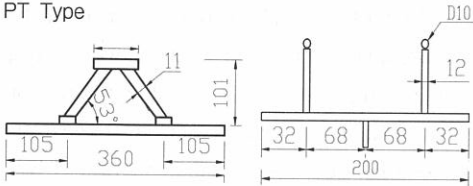
PB Type



PC Type



PT Type



Stud

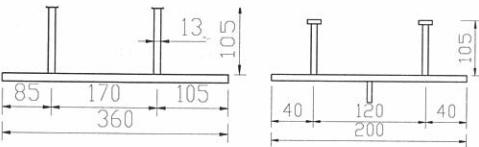


Fig. 1 각 공시체의 제원

교량에 본 합성판을 적용시키기 위해서는 전단거동에 대한 규명이 불가결하다.

본 연구에서는 TSC의 압발 전단시험(push-out shear test)을 실시하여 전단연결재의 파괴형식 및 상대변위를 파악함으로써 전단거동을 평가함과 동시에 TSC의 입체각 및 지압면적 등이 전단내력에 미치는 영향을 실험자료를 통하여 규명하고 합리적인 설계 전단력식을 확립하는 것을

목적으로 한다.

2. 실험방법

2.1 실험재료

압발전단시험에 사용한 연결재는 스티드, 피라미드형 연결재(PA, PB, PC Type)와 평면 트러스형 연결재(PT Type)이다. 각 연결재의 측면도와 단면도를 Fig. 1에 나타내었다. PA, PB Type에서는 연결재의 전단방향 경사각 θ 및 입체각 δ , 연결재의 단면적을 일정하게 하고, 지압면적 A_1 을 14.6cm^2 (PA), 60.6cm^2 (PB)으로 변화시켰다. PB, PC, PT Type에서는 연결재의 전단방향 경사각 및 연결재의 단면적을 일정하게 하고, 입체각 δ 를 62° (PB), 57° (PC), 90° (PT)로 변화시켰다. 전 Type를 통해서 콘크리트 강도는 일정하게 300kgf/cm^2 로 하였다. 연결재의 재료로서 스티드는 직경 13mm의 원형강을 이용했고, 나머지는 일반 구조용 압연강재를 이용하였다. 연결재의 용접은 필렛 용접으로 하였고, H-200×200×8×12 형강을 판으로 사용하였다. 그리고 공시체 수는 각 Type마다 3개씩 총 15개를 제작하였고 강도시험용 몰드 또한 각 Type별로 3개씩 총 15개를 제작하였다.

2.2 공시체

Table 1에 콘크리트의 배합을, 또한 Table 2에 실험 공시체의 제원을 나타낸다. 콘크리트 타설에 있어서는 양측 측면에서 동시에 타설하였다. 그리고 타설후 실내에서 자연건조 상태로 28일간 양생을 하였다. 또한 강재와 콘크리트의 접촉면은

Table 1 콘크리트의 배합표

Slump (cm)	Air (%)	W/C (%)	s/a (%)	Unit Content(kgf/m ³)			
				Water	Cement	Fine aggr.	Coarse aggr.
6	4.0	45	41.8	171	380	714	1086

자연부착 상태로 하기 위해서, 콘크리트 타설전에 강재에 부착한 불순물을 아세톤으로 닦아내어 제거했으며, 하중의 증가에 따른 휨 영향으로 공시체의 벌어짐을 방지하기 위해 공시체 양측을 구속시켰다.

Table 2 실험공시체의 제원

Type	A ₁ (cm ²)	A ₁ (cm ²)	δ	θ	f _{ck} (kgf/cm ²)
PA	1.32	14.6	62	53	331
PB	1.32	60.6	62	53	297
PC	1.32	30.8	57	53	291
PT	1.32	25.8	90	53	315
Stud	1.32	27.4	90	90	337

2.2 재하방법 및 측정항목

재하시험은 순천대학교 공과대학 실험동에 있는 만능시험기(UTM, 최대하중 100t)를 이용해서 실시하고, Fig. 2에 나타난 바와 같이 H형강 상부에서 재하하는 2면 전단 시험법으로 수행하였다.

재하방법은 강과 콘크리트의 잔류변위에 기초한 한계내력을 측정하기 위해 0t→4t→8t→10t

→6t→4t→0t→10t→14t→... 같이 2~4t의 피치로 최대하중을 증가시키면서 파괴에 도달할 때까지 재하 → 제하 →재하를 반복하는 방법으로 재하였다. 또한, 재하속도는 가능한 한 일정하도록 주의함과 동시에, 재하시에는 최대하중의 ⅓, ⅓의 하중이 걸리도록 하였다.

측정항목은 ① 각 단계마다의 최대하중, ② H형강과 콘크리트의 접합면의 상대 변위, ③ 연결재의 변위를 측정하였다.

상대변위의 측정은 변위계(CDP-50, 감도 1/500mm)를 사용하고 4개소에서 측정하였다. 또한 연결재 변형측정은 변형률게이지를 사용하고 연결재의 높이 방향에 2개소, 각각의 양면에 16매를 부착했다.

3. 실험결과

3.1 하중과 상대변위와의 관계

Fig. 3은 TSC의 일례로서 PA Type(No. 1)의 반복하중과 접합면의 상대변위와의 관계를 나타낸 것이며, Fig. 4, Fig. 5는 실험공시체의 각 재하단계마다의 최대하중과 그때의 상대변위 및

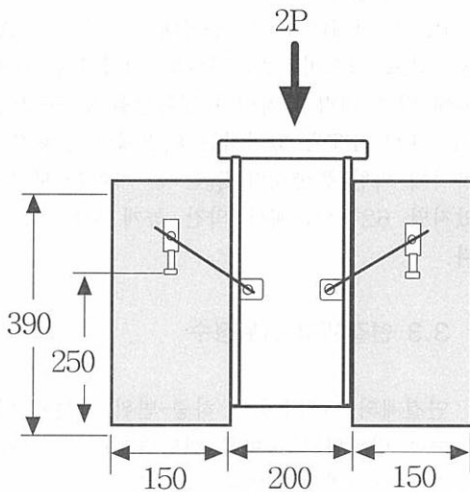
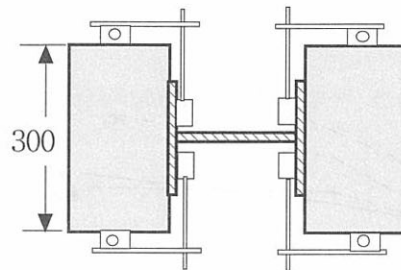


Fig. 2 공시체의 재하방법



(unit: mm)

잔류변위와의 관계를 나타내었다. 그림중의 수직 축은 공시체 한 면당의 작용전단력이다.

Fig. 3, Fig. 4로부터 상대변위는 재하초기에 있어서는 탄성적으로 증가하다가 일정 이상의 하중이 작용하면 급격하게 커지는 경향이 보여졌다. 또한 연결재의 단면적이 동등함에도 불구하고 TSC연결재의 강성이 스테드에 비해서 모두 높게 나타나고 있으며 PA Type의 강성이 낮은 것은 상대적으로 지압면적이 적기 때문으로 판단된다.

Fig. 5의 파선은 I.M. Viest⁽⁵⁾에 의한 잔류변위(0.075mm)를 나타낸 것이다. Viest는 잔류변위가 0.075mm로 되는 하중을 한계하중으로 정의하

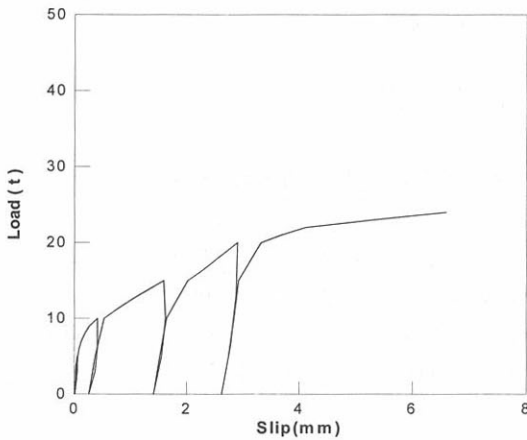


Fig. 3 공시체의 하중-변위 곡선

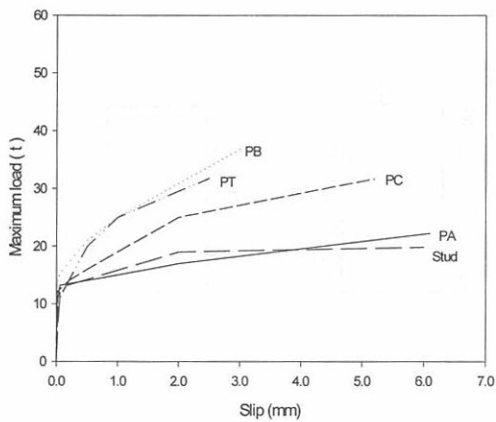


Fig. 4 최대하중과 상대변위와의 관계곡선

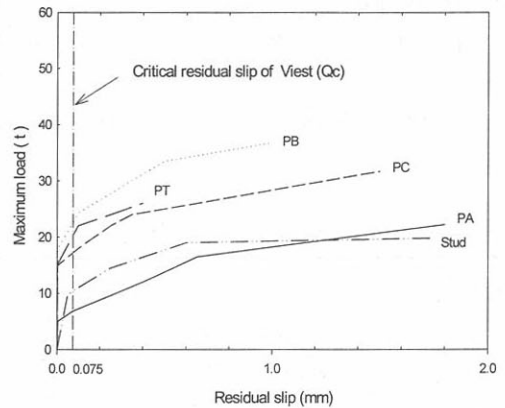


Fig. 5 최대하중과 잔류변위와의 관계곡선

고 있다. 그림을 보면 Viest가 지적하는 한계내력 이상의 전단력에 대해서 아직 충분히 여유가 있다는 것이 확인되었다.

3.2 연결재의 내력

실험에서 구해진 스테드, TSC의 한계내력 Q_c , 종국내력 Q_u 를 Table 3에 나타낸다. 한계내력 Q_c 는 잔류변위⁽⁵⁾가 0.075mm로 될 때의 전단력이다. 또한 종국내력 Q_u 는 각 공시체의 최대하중으로부터 구했다.

PB의 한계내력 및 종국내력은 모두 PA보다 상회하고 있으며, 콘크리트의 지압면적 A_1 의 차이에 의한 내력의 차이가 명확함을 알 수 있었다. PB, PC, PT에 있어서는 연결재의 입체각 δ 의 차이에 의한 종국내력 Q_u 는 큰 차이는 보이지 않았지만 62° 부근에서 약간 높게 나타나고 있었다.

3.3 연결재의 변위정수

연결재의 변위정수는 하중-변위 곡선에 있어서 하중과 변위와의 사이를 선형관계로 가정하여 접합면에 단위변위를 일으키게 하는 하중으로 정의되어있다⁽⁶⁾. 이 정의에 의하면 저하중 상태일수록 변위정수는 커지지만, 실용상 한계내력 이상의 하

Table 3 연결재의 전단력과 변위정수

Type	No.	Q _c (t)	Q _u (t)	Slip coef. (×10 ⁶ kgf/cm)
PA	1	6.56	23.97	0.87
	2	6.50	20.65	0.87
	3	7.50	22.00	1.00
	Avg.	6.85	22.21	0.91
PB	1	22.50	36.32	3.00
	2	23.41	34.00	3.12
	3	21.63	40.00	2.88
	Avg.	22.51	36.77	3.00
PC	1	20.40	30.55	2.72
	2	12.89	34.50	1.72
	3	16.79	30.00	2.24
	Avg.	16.69	31.68	2.22
PT	1	18.75	32.65	2.50
	2	22.34	31.75	2.98
	3	18.75	30.95	2.50
	Avg.	19.94	31.78	2.66
Stud	1	9.69	22.00	1.29
	2	10.40	17.90	1.38
	3	7.20	19.50	0.96
	Avg.	9.09	19.80	1.21

중상태에서 구조물을 사용하는 경우는 없기 때문에 한계내력에 있어서 활계계수를 변위정수로 취하였다. 이번의 실험결과를 통해서 얻어진 변위정수를 Table 3에 나타내었다.

이 결과로부터 TSC연결재의 변위정수는 0.87~3.12(×10⁶kgf/cm)정도인 것을 알 수 있었다. 여기서 PA를 제외한 모든 연결재가 스티드에 비해서 1.8~2.5배 정도 크게 나타나고 있으며 변위에 대한 강성이 높다는 것을 알 수 있었다. 또한 지압면적이 4배나 큰 PB는 PA에 비해서 3배 정도 변위정수가 크게 나타남을 알 수 있었다.

4. 피라미드형 전단연결재의 설계전단력

4.1 전단내력의 평가식

전단연결재의 종류로서는 스티드, 블록 또는

ㄷ형강과 반원형 철근을 병용하는 경우가 있다. 한편 블록 또는 ㄷ형강과 반원형 철근을 병용한 연결재의 전단내력은 연결재의 전면 콘크리트 지압강도에 지배되는 것을 고려해 도로교시방서⁽⁷⁾에서는 허용전단력 Q_{ao}을 식 (1)과 같이 규정하고 있다.

$$Q_{ao} = \sigma_1 A_1 + \mu \sigma_{sa} A_2 \quad (1)$$

이상에서 TSC 연결재 1조당의 허용전단력 Q_{ao}는 TSC 연결재 사재의 축방향 저항과 연결재의 전면의 지압 저항을 고려하고, 식 (1)을 참조해서 각각 다음식을 산정하여 타당성을 실험자료를 기초로 검토한다.

$$Q_{ao} = \sigma_1 A_1 + 4 \cos \theta \cos \delta \sigma_{sa} A_t \quad (2)$$

$$Q_{ao} = \sigma_1 A_1 + 4 \cos \theta \sigma_{sa} A_t \quad (3)$$

$$Q_{ao} = 4 \cos \theta \cos \delta \sigma_{sa} A_t \quad (4)$$

$$Q_{ao} = 4 \cos \theta \sigma_{sa} A_t \quad (5)$$

- 여기서, A₁ : 연결재 전면의 지압면적(cm²)
- A₂ : 반원형 철근 전면의 지압면적(cm²)
- θ : 연결재 전단 방향의 경사각
- δ : 연결재 전단직각방향의 경사각(입체각)
- σ_{sa} : 연결재의 허용인장응력(kgf/cm²)
- σ₁ : 콘크리트의 허용지압응력(kgf/cm²)
- A_t : 연결재 1개당 단면적(cm²)

4.2 실험에 의한 설계식의 검증

4.2.1 지압저항의 영향

연결재 전면의 콘크리트 지압면적만이 다른 PA, PB Type의 전단내력을 Fig. 6에 표시했다. 그림으로부터 PA Type보다도 지압면적이 약 4배 큰 PB Type는 한계내력에서 약 3.2배, 중국 내력에서 약 1.6배 크게 나타났고, 연결재의 지압면적과 연결재의 내력이 명확한 상관성이 있다는

것을 알 수 있었다. 그리고 허용전단력에 대한 안전율을 비교해보면 지압저항을 고려하지 않은 경우(Table 4 참조)에는 지압저항을 고려한 경우에 비해서 안전율의 분산이 크다는 것이 판명되었다.

이상으로부터 TSC 연결재의 미끄러짐 방지 기능으로서 연결재 전면의 지압저항을 고려할 필요가 있다는 것이 명확하므로, TSC 연결재의 전단강도식 (2)~(5)에 있어서 지압저항을 표시한 제 1항은 무시할 수 없다고 판단된다.

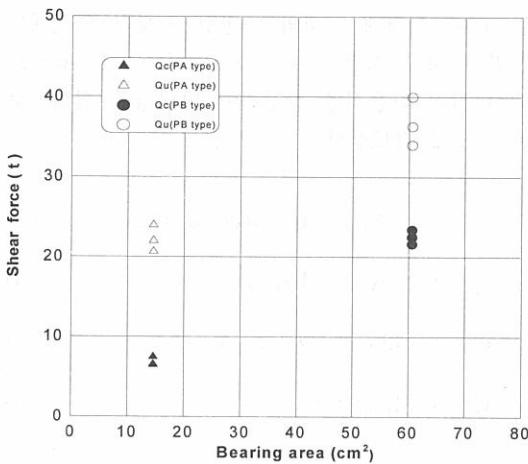


Fig. 6 전단력과 지압면적과의 관계

4.2.2 입체각(δ)의 영향

연결재의 입체각이 다른 PB($\delta = 62^\circ$), PC($\delta = 57^\circ$), PT($\delta = 90^\circ$) Type의 전단내력을 Fig 7에 나타내었다. 그림 중 ▲, ●, ■표시는 한계내력을 나타내고, △, ○, □표시는 중국내력을 나타낸 것이다. 이 그림에서 입체각의 차이가 전단내력에 미치는 영향은 뚜렷하게 나타나지 않았다. 이를 볼 때 전단내력은 입체각의 영향을 받지 않는다고 할 수 있다. 이상으로부터 TSC 연결재에 대한 입체각 δ 의 영향이 없음을 고려해, 연결재의 설계식으로서 식(3)의 입체각 δ 를 무시한 다음 식을 이용하는 것이 타당하다고 판단된다.

$$Q_{ao} = \sigma_1 A_1 + 4 \cos \theta \sigma_{sa} A_t \quad (3)$$

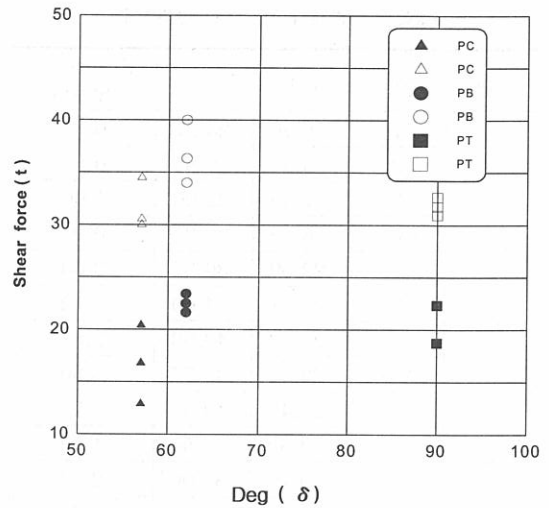


Fig. 7 전단력과 입체각과의 관계

4.2.3 전단연결재의 설계식에 대한 안전율

Table 4는 허용전단력 Q_{ao} 에 대한 한계, 중국내력의 비, 즉 안전율의 모든 공시체의 평균을 나타낸 것이다. 이 표에서 앞에 기술한 고찰처럼 TSC 연결재의 설계 전단력으로서 연결재 전면의 콘크리트의 지압저항을 고려한 식 (3)을 이용한 것이 타당하다는 것을 알 수 있다. 그 경우 허용전단력식 (3)은 한계에 대해서 2.38, 파괴에 대해서 4.62의 안전율을 나타낸다.

Table 4 전단력에 대한 안전율

Eq.	Safety factor		Consideration	
	Q_c/Q_{ao}	Q_u/Q_{ao}	A_1	δ
(2)	2.75	5.48	○	○
(3)	2.38	4.62	○	×
(4)	6.53	12.88	×	○
(5)	3.23	6.36	×	×

4. 결 론

본 연구에서 얻어진 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) TSC 연결재의 변위정수는 0.87~3.12(×

10⁶kgf/cm)정도 인 것을 알 수 있었다.

- (2) 지압면적이 다른 PA Type(14.6cm²)과 PB Type(60.6cm²)을 비교할 때, 지압면적이 큰 쪽이 높은 강성을 가지고 전단내력이 높게 나타남을 알 수 있었고 입체각의 차이가 전단내력에 미치는 영향은 뚜렷하게 나타나지 않았다.
- (3) 허용응력 설계법에 있어서 TSC 연결재의 설계 전단력식으로서의 연결재 앞면의 지압저항을 고려한 다음 식을 얻을 수 있었다.

$$Q_{ao} = \sigma_1 A_1 + 4 \cos \theta \sigma_{sa} A_t$$

- (4) 허용전단력 Q_{ao} 는 한계에 대해서 2.38, 파괴에 대해서 4.62의 안전율을 나타내었다.

감사의 글

본 논문은 1999년도 순천대학교 공과대학 학술재단 연구비에 의하여 연구되었음.

참 고 문 헌

1. 松井繁之, "道路橋コンクリート系床版の疲勞と設計法に關する研究", 大阪大學工學研究科學位論文, 1984. 11.
2. 太田俊昭, 日野伸一, "鋼板とコンクリートから成る合成版構造の開發研究", 電力土木, No. 219, 1989. 3.
3. T. Ohta, S. Hino and K. Lee, "Fatigue Strength of Steel Plate-Concrete Composite Beams with Pyramidal Shear Connectors", Technology Reports of Kyushu Univ., Vol. 64, No. 3, June 1991.
4. Ohta, T., M. Koshiishi, S. Hino, "Finite Element Analysis of Plate with Pyramid-shaped Shear Connectors," Technology Reports of Kyushu Univ., Vol. 60, No. 3.
5. Viest, I. M.(1956). "Investigation of Stud Shear Connector for Composite Concrete and Steel T-beams" J. of the ACI, pp. 875-891.
6. R.P. Johnson, D.J. Oehlers, "Analysis and Design for longitudinal shear in composite T-beams", Proceeding Parts 2 Research and Theory, Institute of Civil Engineers Vol. 71, 1981. 12.
7. 건설교통부, 도로교 표준시방서, 1996, pp. 253

(접수일자 : 2000. 2. 15)