

## H형 침목의 구조해석 및 설계

김해곤<sup>1</sup>, 배현웅<sup>2</sup>, 이진옥<sup>2</sup>, 임남형<sup>2\*</sup>

<sup>1</sup>한국철도공사 김천시설사업소, <sup>2</sup>충남대학교 토목공학과

## Structural Analysis and Design of the H-typed Railway Tie

Hae-Gon Kim<sup>1</sup>, Hyun-Ung Bae<sup>2</sup>, Chin-Ok Lee<sup>2</sup> and Nam-Hyoung Lim<sup>2\*</sup>

<sup>1</sup>Gimcheon Civil Engineering Division, Korea Railroad

<sup>2</sup>Department of Civil Engineering, Chungnam National University

**요 약** 고속화가 이루어지면서 철도수송의 안전성에 대한 요구가 한국의 기존선에도 더욱 증가하고 있다. 또한 더욱 무거운 축중을 가진 화물열차의 주행이 기존선에 요구되고 있다. 이와 같은 요구를 해결하기 위하여 레일의 중량화와 장대화이 기존선에서 진행되어 왔다. 그러나 자갈도상궤도에서 궤도강성에 절대적으로 영향을 미치는 자갈도상용 철도침목에 관한 연구는 큰 진전이 없었다. 본 연구에서는 궤도강성을 증대시키고, 궤도틀림을 저감시킬 수 있도록 새로운 H형 침목을 개발하였다. 또한 FE 프로그램을 이용한 구조해석을 통해 새로운 H형 침목의 설계도를 제안한다.

**Abstract** With speed up of railway, the demand for safety of the railroad transportation is on the increase in Korea's conventional railways. In additions, freight trains with heavier axle load are required to run conventional railways. In order to solve these requirements, the increase of rail weight and the application of long rail system have been underway in conventional railways. However, the research on ties that is absolutely influencing the track stiffness in ballasted tracks has not been much progress. In this paper, the new H-typed tie is developed to increase the track stiffness and reduce the track irregularity. And from the structural analysis by FE program, the initial design drawing of the new H-typed tie is proposed.

**Key Words** : Ballast resistance, Ballast resistance zone, H-typed tie, Tie design, Track stiffness

### 1. 서론

최근 고속철도가 300 km/h 이상의 고속도를 달성함에 의해 200 km~1,000 km의 거리영역에서는 항공기 승객을 흡수 또는 항공기와 치열하게 경쟁하게 되었으며, 세계 각국의 철도는 이러한 변화하는 속도경쟁에서 안전하게 철도를 운행해야 하는 숙명을 안고 있다. 중·단거리 구간에서는 200 km/h 전·후의 고속열차를 기존선에 투입하거나 고속선과 기존선에 병행 운전함으로써 타교통수단과의 경쟁에 우위를 확보하기 위해 대응해왔다. 이러한 속도향상과 고속화 운전에 따른 인프라부분에 대한 궤도강

성은 한층 더 요구되었다. 이에 따라 철도시설분야의 전문가들은 레일의 중량화, 목침목에서 PC 침목으로의 중량화, 레일용접기술의 진보에 따른 정척레일의 장대화 등으로 고속화 운전에 대비하여 왔다.

궤도는 노반 위에 도상, 침목, 체결장치, 레일의 결합으로 이루어진 복합구조로 각 요소마다의 역학적인 특성이 있고, 차량하중 및 온도변화에 따른 레일의 수축·팽창으로 침목의 활동이 발생된다. 특히 여름철에는 높은 대기온도의 영향으로 레일에 과도한 축력이 생겨 궤도좌굴에 의한 탈선사고를 유발시킬 수 있다. 이에 저항하는 도상자갈의 저항력에는 한계가 있으며 시간이 지날수록 열

\*Corresponding Author : Nam-Hyoung Lim(Chungnam National Univ.)

Tel: +82-42-821-7005 email: nhrim@cnu.ac.kr

Received August 19, 2013

Revised September 4, 2013

Accepted September 5, 2013

차하중 등에 의해 자갈이 마모되고 궤도가 침하되어 침목의 횡방향 저항력이 떨어지고, 궤도틀림이 진전되어 취약구간에는 잦은 유지보수를 필요로 하게 된다. 그러나 도상저항력을 현재보다 증진시키는 것은 현실적으로 어려우므로 궤광의 횡강성 증진을 위해 침목들이 횡방향 활동에 대해 함께 저항하는 것이 가장 경제적이고 구조적인 방법이다.

본 논문에서는 이러한 철도현장의 문제를 해결하기 위하여 자갈도상 궤도에서 기존의 침목보다 궤도강성을 증대시키고 궤도틀림을 감소시킬 수 있는 새로운 H형 침목 [1]을 제안하고, 구조해석을 통한 단면력 검토와 설계를 수행하였다.

## 2. H형 침목의 단면력 검토

### 2.1 구조해석 개요

해석프로그램은 본 연구진에 의해 개발된 기하 및 재료 비선형성을 고려한 3차원 궤도 해석프로그램 CWRCNU[2,3]를 사용하였다. 현재 일자형 PC침목 설계 시에는, 레일 직하부 침목에 작용하는 수직하중( $P_r$ )은 레일에 작용하는 윤중(11 t=107.8 kN)이 침목에는 분산된 하중으로 작용(분산계수 0.5)하고, 동적인 특성을 고려하여 할증계수 2.0을 고려하여 설계가 이루어진다(Eq. 1). 또한, 레일에 작용하는 횡하중( $Q_s$ )은 윤중의 80 %이며, 침목에는 분산된 하중(분산계수 0.5)으로 작용하고, 동적인 특성을 고려하여 할증계수 1.5를 고려하여 침목단면의 중립축으로부터 280 mm 위치에 작용하는 것으로 하여 설계가 이루어진다(Eq. 1).

$$P_r = 107.8 \times 0.5 \times 2.0 = 107.8 \text{ kN} \quad (1)$$

$$Q_s = 107.9 \times 0.8 \times 0.5 \times 1.5 = 64.68 \text{ kN}$$

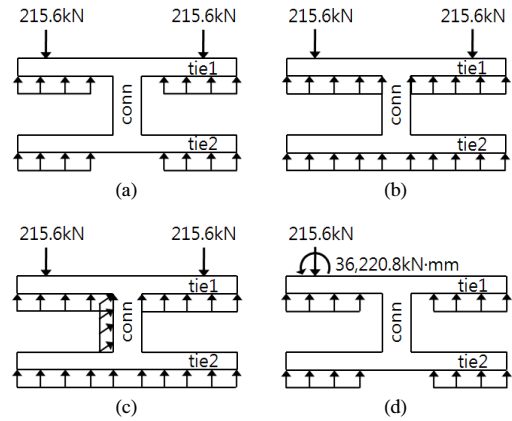
$$P_r = 107.8 \times 2.0 = 215.6 \text{ kN} \quad (2)$$

$$Q_s = 107.9 \times 0.8 \times 1.5 = 129.36 \text{ kN}$$

본 논문에서 사용된 3차원 궤도 해석프로그램 CWRCNU[1,2]에서는 레일-체결구-침목-도상으로 구성된 궤도 전체 시스템에 대한 모델(Full Model) 구현이 가능하여 PC침목 설계 시 사용되는 하중 분산계수를 적용하지 않고 레일에 직접 윤중이 재하(Eq. 2)되도록 하여 해석을 수행하였다. 횡하중( $Q_s$ )은 작용위치를 고려하여 모멘트 하중으로 재하하였다. 집중하중과 모멘트하중은 침목의 양쪽 레일위치(침목 끝단으로부터 450 mm지점)에 작용시켰으며, 하중작용 조건과 연직도상반력 조건을 달

리한 4가지 경우는 Fig. 1과 같다.

레일 및 침목은 3차원 빔 요소(Beam element)를 이용하여 모델링되어있으며, 체결구와 도상은 스프링 요소(Spring element)를 이용하여 모델링되어 있다. H형 침목(Fig. 11)의 모델은 기존 일자형 PC침목의 3가지 형태의 변 단면을 평균하여 4각형 단면으로 가정하여 적용하고, 도상자갈 저항대(Ballast resistance zone)인 연결부(conn)에서는 침목 중앙부의 높이 및 침목간격 등을 고려하여 300×180 mm의 사각형 단면으로 연결되도록 모델링하였다. 해석에 사용된 궤도의 기본적인 제원 및 물성은 Table 1과 같다.



[Fig. 1] Load case of full model

(a)Load A (b)Load B1 (c)Load B2 (d)Load C

[Table 1] Property of track model

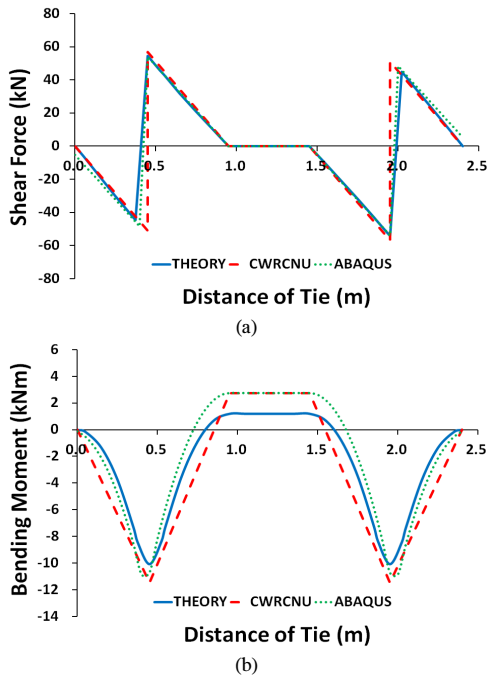
Property	Reference Value
Rail Type	KS60
Tie	PC
Tie Spacing	625 mm
Tie Length	2,400 mm
Area of Mono Tie	44,000 mm <sup>2</sup>
Area of Connecting Tie	54,000 mm <sup>2</sup>
Track Length	200 m
Vertical Ballast Resistance (Track Modulus)	19.6 N/mm/mm/rail

### 2.2 해석모델 검증

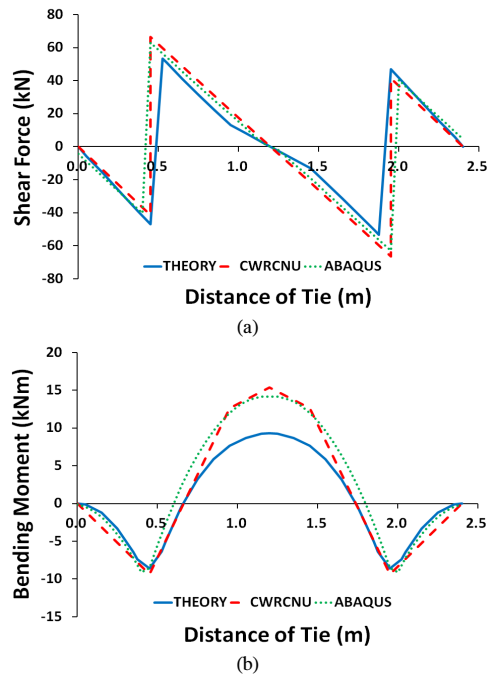
CWRCNU 해석모델의 검증을 위해, 침목 및 도상 모

델만으로 분산계수를 적용한 하중 Eq. (1)로 해석을 수행하여 현재 일자형 PC침목 설계 시에 산정되는 이론적 단면력과 각 하중작용 조건별로 비교하였다. 또한 범용 유한요소해석 프로그램 ABAQUS [4]를 이용하여 동일하게 모델링한 결과와도 비교하였다[Fig. 2-4]. (-)모멘트는 아래로 오목한 형상, (+)모멘트는 위로 볼록한 형상에 대한 모멘트를 나타낸다.

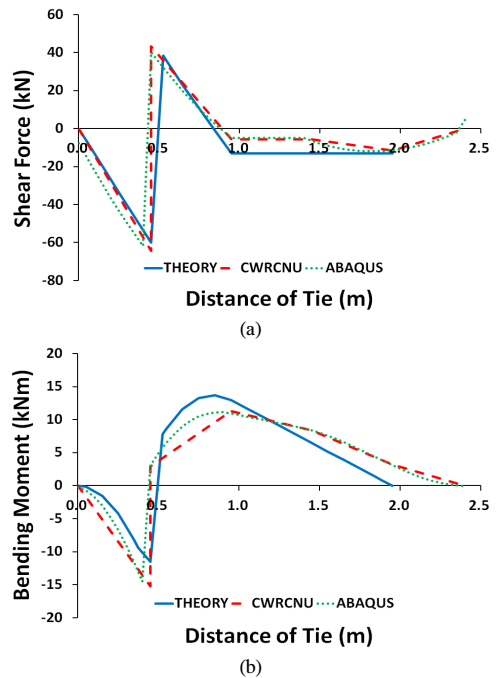
Load A의 경우 전단력은 거의 유사하게 나타난 것을 확인할 수 있으며, 휨모멘트는 침목 중앙부의 (+)모멘트가 이론값보다 유한요소해석에 의한 값이 다소 크게 나타났다[Fig. 2]. Load B의 경우는 침목 중앙부에 연직도상반력이 작용하는 경우로 침목 중앙부에서의 휨모멘트가 Load A에 비해 크게 나타나는 것을 볼 수 있다. 이 또한 전단력이 거의 유사하게 나타난 것을 확인할 수 있으며, 침목 중앙부의 (+)모멘트가 이론값보다 유한요소해석 값이 크게 나타났으나 설계 시 과소평가가 되는 부분이 아니므로 문제가 없는 것으로 판단된다[Fig. 3]. Load C의 경우 또한 이론값과 유한요소해석에 의한 값이 유사(Fig. 4)하여, 본 논문에서 사용된 3차원 궤도 해석프로그램 CWRCNU 모델의 적정성을 검증하였다.



[Fig. 2] Comparison result for Load A  
(a)Shear force (b)Bending moment



[Fig. 3] Comparison result for Load B  
(a)Shear force (b)Bending moment

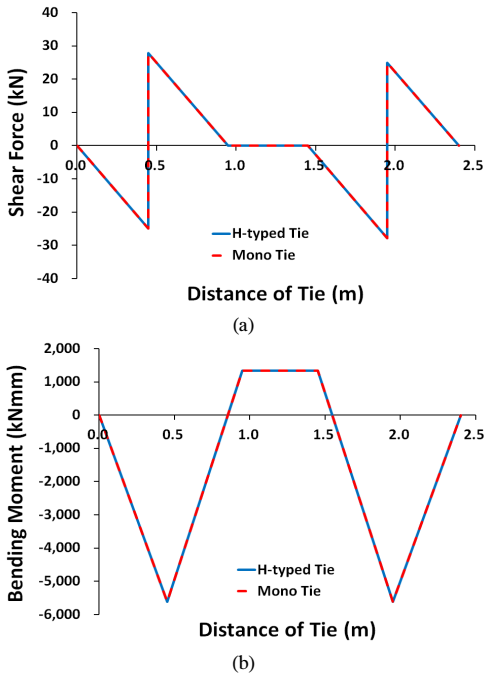


[Fig. 4] Comparison result for Load C  
(a)Shear force (b)Bending moment

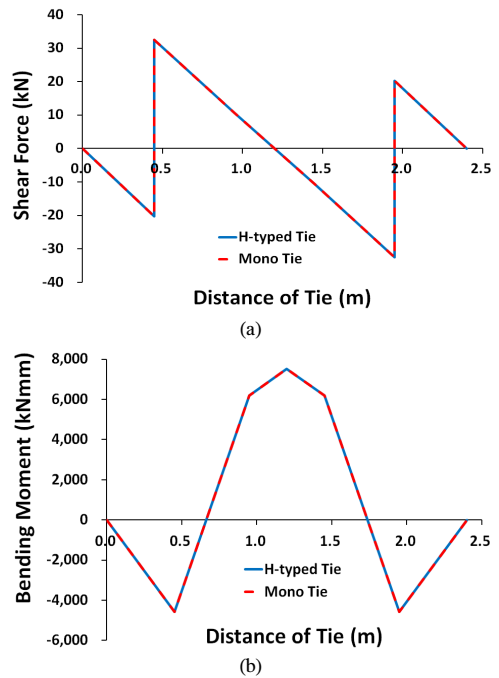
### 2.3 H형 침목의 단면력

레일-체결구-침목-도상으로 구성된 궤도 전체 시스템에 대한 모델(Full Model)을 사용하여 Eq. (2)에 의한 하중 재하 시 H형 침목의 단면력 해석 결과는 Fig. 5-8과 같다. Load A와 B1의 경우 H형 침목과 기존 일자형 침목의 전단력과 휨모멘트가 동일하고, 연결부 침목(conn)에는 단면력이 작용하지 않는다(Fig. 5,6). Load B2의 경우 연결부 침목 하부에 연직도상반력이 작용하여 연결부 침목에도 전단력 및 휨모멘트가 발생되며, 기존 일자형 침목에 비해 중앙부에서의 전단력과 휨모멘트가 더 크게 발생하는 것을 볼 수 있다(Fig. 7). 그러나 이 크기는 기존 일자형 침목 단면의 내하력을 초과하지 않는 수준이다. Load C의 경우 기존 일자형 침목의 전단력과 휨모멘트가 유사하게 발생되나, 연결부에 상당한 비틀림이 작용하게 되어 연결부 침목 설계 시 비틀림 설계가 요구됨을 알 수 있다(Fig. 8).

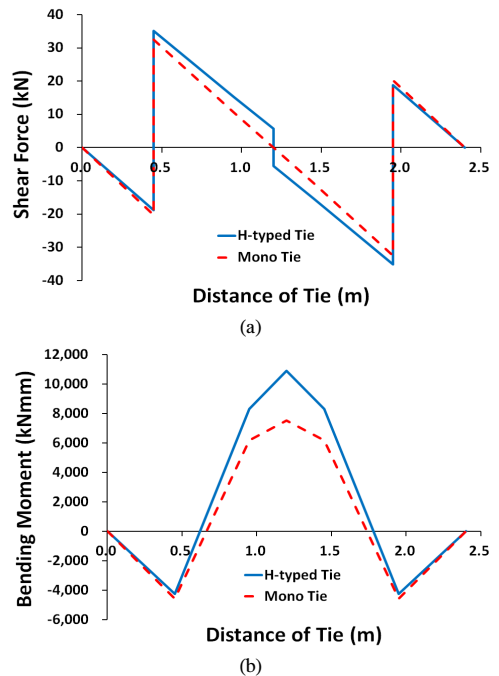
H형 침목의 각 하중조건별 전단력 및 휨모멘트 값을 Table 2에 나타내었다. 최대 전단력과 최대 (-)모멘트는 레일 직하부에 발생되고, 최대 (+)모멘트는 레일 중앙부에서 발생된다.

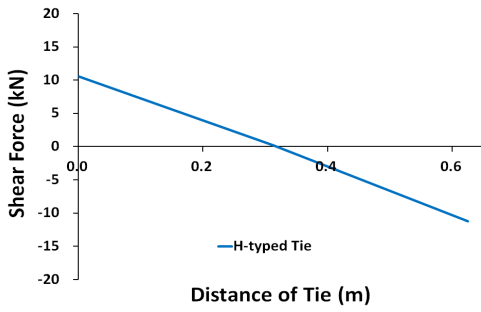


[Fig. 5] Internal force for Load A  
(a)Shear force of tie1 (b)Bending moment of tie1

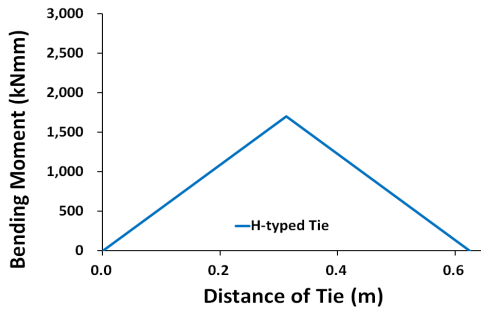


[Fig. 6] Internal force for Load B1  
(a)Shear force of tie1 (b)Bending moment of tie1



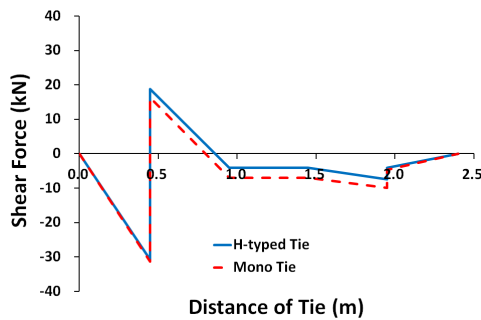


(c)

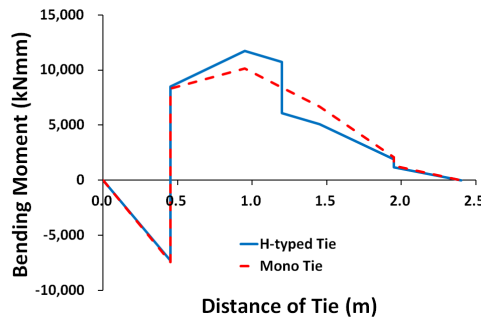


(d)

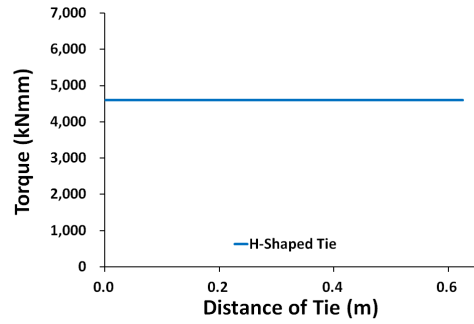
[Fig. 7] Internal force for Load B1  
 (a)Shear force of tie1 (b)Bending moment of tie1  
 (c)Shear force of conn (d)Bending moment of conn



(a)



(b)



(c)

[Fig. 8] Internal force for Load C  
 (a)Shear force of tie1 (b)Bending moment of tie1  
 (c)Torque of conn

[Table 2] Maximum and minimum internal forces at a section of H-typed tie

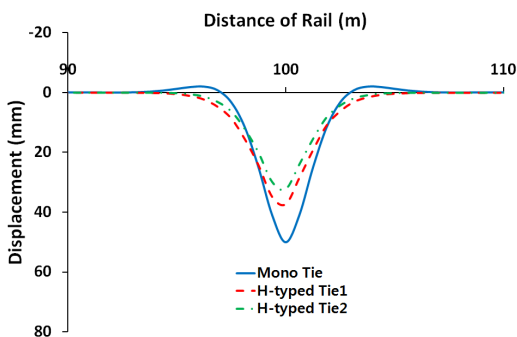
Load Case	Tie	Shear Force (kN)	Bending Moment (kN·mm)
Load A	tie1	27.81	1,335.54
		-27.81	-5,610.01
	tie2	23.05	1,107.20
		-23.05	-4,650.79
	conn	0.00	0.00
		0.00	0.00
Load B1	tie1	32.46	7,515.33
		-32.46	-4,566.60
	tie2	26.93	6,234.56
		-26.93	-3,788.29
	conn	0.00	0.00
		0.00	0.00
Load B2	tie1	<b>35.15</b>	10,911.32
		<b>-35.15</b>	-4,257.51
	tie2	29.47	9,417.11
		-29.47	-3,502.23
	conn	<b>10.54</b>	<b>1,702.65</b>
		<b>-11.26</b>	<b>0.00</b>
Load C	tie1	18.77	<b>11,727.76</b>
		-30.76	<b>-7,288.55</b>
	tie2	15.39	5,751.91
		-25.05	-5,897.74
	conn	0.00	0.00
		0.00	0.00
Torque			<b>4,606.59</b>

하중이 재하되는 침목(tie1)에 가장 큰 전단력을 유발하는 하중은 Load B2이며, 가장 큰 휨모멘트를 유발하는 하중은 Load C로 나타났다. 이는 기존 일자형 침목 단면의 내하력을 초과하지 않는 수준이며, 앞서 보인 단면력에 대한 유한요소해석 결과(Figs. 2-4)가 이론값보다 크게 나타나는 것을 감안했을 때, 기존 일자형 침목단면의 중앙부에 연결부 침목을 연결하여 H형 침목을 제작하는데 전혀 무리가 없음을 알 수 있다.

연결부 침목(conn)에 전단력 및 휨모멘트를 유발하는 하중은 Load B2이며, Load C의 경우에는 상당한 비틀림을 유발한다. 이와 같은 해석결과로 도출된 연결부의 최대 단면력을 토대로 하여, H형 침목의 연결부 침목 설계를 수행하였다.

### 3. H형 침목의 종·횡저항력 증대 효과

본 절에서는 H형 침목에 의해 증가되는 궤광의 강성 증대 효과를 파악해보고자, CWRCNU를 이용하여 기존 일자형 침목으로 구성된 200 m 궤도와 H형 침목으로 구성된 200 m궤도의 중앙지점에서 침목 끝에 궤도 횡방향으로 490 kN(50 tf)의 집중하중을 재하하여 횡변위를 비교하였다[5]. 이때 연결부(conn)에 작용되는 도상 횡방향 저항력에 대한 정보는 현재까지 불확실하므로 고려하지 않은 경우(H-typed Tie1)와 기존 일자형 침목의 횡방향 도상저항력과 동일하다고 가정한 경우(H-typed Tie2)에 대해 비교하였다[Fig. 9].

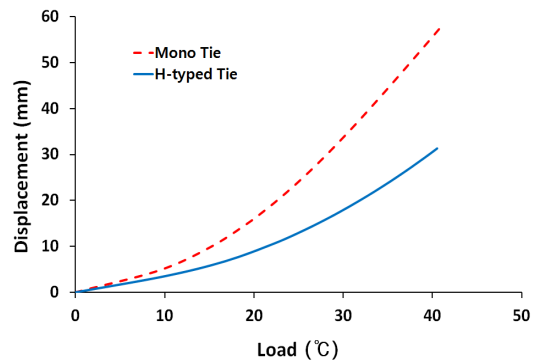


[Fig. 9] Enhanced lateral stiffness of H-typed tie

H-type Tie1의 경우, H형 침목의 형상에 의한 영향만으로도 일자형 침목은 50.00 mm, H형 침목은 37.38 mm의 최대변위가 발생(약 25 % 감소)하였으며, H-type Tie2의 경우, 최대 변위 32.23 mm(약 36 % 감소)가 발생되었

다. H형 침목의 궤광 강성이 각각 일자형 침목에 비해 약 1.34배, 1.55배 크다는 것을 유추해볼 수 있다. 실제 침목 중앙부의 횡방향 저항력에 대한 정보가 구명된다면 그 효과는 더 클 것으로 기대된다.

또한 레일의 종방향 변위 효과를 살펴보기 위해, 레일의 시작점은 고정하고 200 m지점 단부는 자유단으로 하여 레일에 온도하중을 40 °C까지 작용시켰다. 그 결과, 단부에서 일자형 침목의 최대 변위는 57.57 mm, H형 침목의 최대 변위는 31.32 mm로, 변위가 약 45 % 감소하였다[Fig. 10]. 이는 두개의 일자형 침목 연결에 의해 침목의 종방향 저항력 또한 증진되어 신축이음부 등에서의 복진 현상이 저감되는 효과를 볼 수 있음을 알 수 있다.



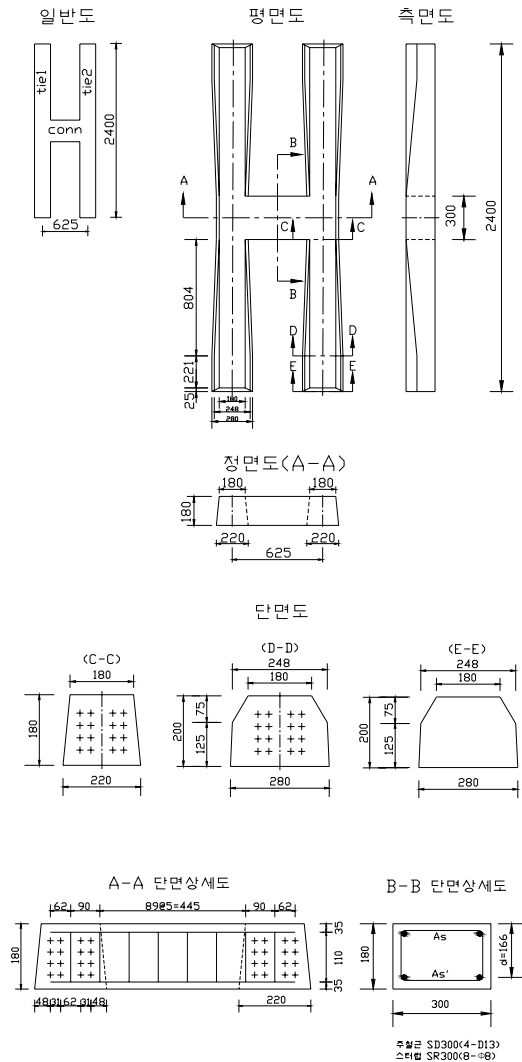
[Fig. 10] Enhanced longitudinal stiffness of H-typed tie

### 4. H형 침목의 설계

구조해석을 통해 도출된 H형 침목 연결부의 최대 단면력(Table 3)을 토대로, 콘크리트구조설계기준을 적용하여 강도설계법으로 침목설계를 수행하였다[6-8]. 구체적인 구조계산은 부록(Appendix)에 제시하였으며 구조계산을 통해 산출된 설계도면은 Fig. 11과 같다.

[Table 3] Maximum internal forces of connecting tie

Internal Force	Maximum value
Shear Force	11.26 kN
Bending Moment	1,702.65 kN·mm
Torque	4,606.59 kN·mm
Lateral Force	64.68 kN



[Fig. 11] Design drawing of H-typed tie

### 5. 결론

본 연구에서는 궤도에서 발생하는 유지보수비, 건설비의 절감 및 궤도의 안정성 확보를 목표로 자갈도상 궤도에서 기존 일자형 침목의 문제점을 개선하기 위하여 제안된 새로운 패러다임의 H형 침목을 개발하고, 구조해석을 통해 H형 침목의 설계도를 제안하였다.

제안한 H형 철도침목의 구조해석 및 설계기준 검토 결과, 침목 단면은 기존의 자갈도상용 철도침목(일자형)을 사용해도 문제가 없는 것으로 분석되었다. 특히 자갈

도상용 H형 철도침목은 침목의 도상 종·횡방향 저항력이 상당히 증가하여 궤도 좌굴에 대한 안전성을 확보할 수 있으며, 이로 인해 여름철 장대레일의 안전관리 및 열차의 안전운행확보에도 기여할 뿐만아니라 유지보수율이 감소되는 큰 효과를 기대할 수 있다. 차후 이를 입증하기 위한 시험 부설 운행에 따른 지속적인 모니터링이 필요하다 판단된다.

### References

- [1] Hae Gon Kim, *Mold for making H shaped tie for railroad*, The Korean Intellectual Property Office, Patent No. 10-1128031, 2012.
- [2] N. H. Lim, *Three dimensional nonlinear analysis of continuous welded rail tracks*, Thesis for the Degree of Doctor of Philosophy, Korea University, 2001.
- [3] N. H. Lim, N. H. Park and Y. J. Kang, Stability of continuous welded rail track, *Computers and Structures*, Vol. 81, pp. 2219-2236, 2003.  
DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/S0045-7949\(03\)00287-6](http://dx.doi.org/10.1016/S0045-7949(03)00287-6)
- [4] *ABAQUS/Standard User's Manual*, Version 5.8, Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc. 1998.
- [5] H. U. Bae, S. W. Bae, H. G. Kim, C. O. Lee and N. H. Lim, A Study on the H-typed Railway Sleeper, *Proceeding of Spring Conference for the Korean Society for Railway*, p. 150. June 2010.
- [6] Ministry of Land, Infrastructure and Transport (MOLIT), *Specifications of PC sleeper design*, 2004.
- [7] Korean Railway Standards(KRS), *Prestressed Concrete Sleeper*, KRS TR 0008-11(R), 2006.
- [8] Korea Concrete Institute(KCI), *Concrete structure design standard*, 2007.

### Appendix

H형 침목의 연결부 침목의 설계에 대한 구조계산은 다음과 같다.

#### 1. 소요 단면력 결정

$$(1) \text{계수 전단력(수직): } V_u = 1.2 V_D + 1.6 V_L$$

$$= 1.6 \times 11.26 = 18.02 \text{ kN}$$

$$(2) \text{계수 전단력(수평): } V_{uh} = 1.2 V_L = 1.2 \times 64.68$$

$$= 77.62 \text{ kN}$$

(3) 극한 휨강도:  $M_u = 1.2M_D + 1.6M_L$   
 $= 1.6 \times 1,702.65 = 2,724.24 \text{ kNm}$

(3) 극한 비틀림 강도:  $T_u = 1.2T_L = 1.2 \times 4,606.59$   
 $= 5,527.91 \text{ kNm}$

## 2. 단면 결정

### (1) 단면제원

- 폭:  $b = 300 \text{ mm}$  · 높이:  $h = 180 \text{ mm}$
- 길이:  $L = 625 \text{ mm}$

### (2) 주철근: SD300(D13-12.7mm, 이형철근)

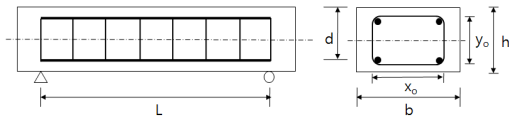
- 인장 철근량:  $A_s = 2 - D13 = 126.7 \times 2$   
 $= 253.4 \text{ mm}^2$
- 압축철근량:  $A_s' = 2 - D13 = 126.7 \times 2$   
 $= 253.4 \text{ mm}^2$

### (3) 전단철근(스터립): SR300( $\phi 8 \text{ mm}$ , 원형철근)

- 철근량:  $A_v = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.14 \times 8^2}{4} = 50.24 \text{ mm}^2$
- 스텝 간격:  $s = 89 \text{ mm}$  (8개)

### (4) 피복두께: 20mm

### (5) 굵은 골재 최대치수: 20mm



## 3. 전단설계

### (1) 전단설계 조건

- 유효깊이(수직):  $d = 180 - 20 - 8 - 6.4$   
 $= 145.6 \text{ mm}$
- 유효깊이(수평):  $d_h = 300 - 20 - 8 - 6.4$   
 $= 265.6 \text{ mm}$

· 전단철근이 부담하는 최대 전단력:  
 $\frac{2}{3} \sqrt{f_{ck}} b d = \frac{2}{3} \sqrt{50} \times 300 \times 145.6$   
 $= 205,909 \text{ N}$

· 전단철근 간격 결정의 기준:  
 $\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b d = \frac{1}{3} \sqrt{50} \times 300 \times 145.6$   
 $= 102,955 \text{ N}$

### (2) 수직전단

·  $V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b d = \frac{1}{6} \sqrt{50} \times 300 \times 145.6$

$= 51,477 \text{ N}$

·  $V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{50.24 \times 2 \times 300 \times 145.6}{89}$   
 $= 49,314 \text{ N}$

·  $V_n = V_c + V_s = 51,477 + 49,314 = 100,792 \text{ N}$

·  $\phi V_n = 0.75 \times 100,792 = 75,594 \text{ N}$   
 $> V_u = 18,020 \text{ N} \quad \therefore O.K.$

### (3) 수평전단

·  $V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} h d_h = \frac{1}{6} \sqrt{50} \times 180 \times 265.6$   
 $= 56,342 \text{ N}$

·  $V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{50.24 \times 2 \times 300 \times 265.6}{89}$   
 $= 89,958 \text{ N}$

·  $V_n = V_c + V_s = 56,342 + 89,958 = 146,300 \text{ N}$

·  $\phi V_n = 0.75 \times 146,300 = 109,725 \text{ N}$   
 $> V_u = 77,620 \text{ N} \quad \therefore O.K.$

### (4) 전단철근의 간격과 최소 전단철근량

·  $V_s = 49,314 \text{ N} < 102,955 \text{ N}$  이므로,  $s = \frac{d}{2}$  이하,

600mm 이하이고, 보의 높이( $h$ )가 250mm 이하인 예외 규정의 경우로 최소 전단철근량 규정이 적용되지 않음.

## 4. 휨 설계

### (1) 휨 설계 조건

·  $\beta_1 = 0.85 - (f_{ck} - 28) \times 0.007 \geq 0.65$   
 $= 0.85 - (50 - 28) \times 0.007 = 0.696 \geq 0.65$

· 압축철근 중심에서 압축축 콘크리트 연단까지 거리:

$d' = 20 + 8 + 6.4 = 34.4 \text{ mm}$

· 휨인장강도(파괴계수):  $f_r = 0.63 \sqrt{f_{ck}}$

### (2) 철근비 검토

· 단면의 철근비:  $\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{253.4}{300 \times 145.6}$   
 $= 0.00580$

· 최대 철근비:  $\rho_{\max} = \frac{0.85 f_{ck} \beta_1}{f_y} \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_t}$   
 $= \frac{0.85 \times 50 \times 0.696}{300} \frac{0.003}{0.003 + 0.004}$   
 $= 0.04226$

· 최소 철근비:  $\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{300} = 0.00467$

$\therefore \rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} \quad O.K.$



(3) 최소 철근량

$$\begin{aligned} \cdot A_{s\min} &= \frac{1.4}{f_y}bd = \frac{1.4}{300} \times 300 \times 145.6 \\ &= 203.84\text{mm}^2 \leq A_s = 253.4\text{mm}^2 \therefore O.K. \end{aligned}$$

(4) 균열 모멘트

$$\begin{aligned} \cdot M_{cr} &= \frac{I_g}{y_t}f_r = \frac{300 \times 180^3}{90 \times 12} \times 0.63 \sqrt{50} \\ &= 7,216,732\text{Nmm} \\ &> M_u = 2,724,240\text{Nmm} \therefore O.K. \end{aligned}$$

(5) 휨 강도

$$\begin{aligned} \cdot \text{공칭 휨 강도: } A_s &= A_s' \text{ 이므로, } M_{n1} = 0 \\ M_n &= A_s' f_y (d - d') \\ &= 253.4 \times 300 \times (145.6 - 34.4) \\ &= 8,453,424\text{Nmm} \\ \cdot \text{설계 휨 강도: } \phi M_n &= 0.85 \times 8,453,424 \\ &= 7,185,410\text{Nmm} \\ &> M_u = 2,724,240\text{Nmm} \therefore O.K. \end{aligned}$$

(6) 철근 순간격

- 수평, 연직 순간격 25mm 이상
- 굵은 골재 최대치수의 4/3배 이상  
 $20 \times 4/3 = 26.67\text{mm} \approx 27\text{mm}$
- 철근 공칭지름 이상 D13-12.7mm
- 상하 철근을 동일 연직면내에 두어야 함  
 $\therefore$  철근 순간격은 27mm 이상  $\leq$  89mm  $\therefore O.K.$

5. 비틀림 설계

(1) 비틀림 설계 조건

- 외부 둘레로 둘러싸인 콘크리트 단면적:  
 $A_{cp} = 300 \times 180 = 54,000\text{mm}^2$
- 콘크리트 단면의 둘레길이:  
 $P_{cp} = (300 + 180) \times 2 = 960\text{mm}$
- 수평벽의 중심거리:  
 $x_o = 300 - 20 \times 2 - 8 = 252\text{mm}$
- 수직벽의 중심거리:  
 $y_o = 180 - 20 \times 2 - 8 = 132\text{mm}$
- 횡방향 폐쇄스터럽의 중심선 둘레:  
 $p_h = 2(x_o + y_o) = 2 \times (252 + 132) = 768\text{mm}$
- 비틀림 횡방향 폐쇄스터럽의 간격:  
 $s = \frac{p_h}{8} = \frac{768}{8} = 96\text{mm}$  이하 - 300mm 이하  
 $\therefore O.K.$

- 비틀림에 대한 폐쇄스터럽의 다리(leg) 하나의 단면적:

$$A_t = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.14 \times 8^2}{4} = 50.24\text{mm}^2$$

- 폐합 스테럽의 중심선으로 둘러싸인 단면적:

$$\begin{aligned} A_{oh} &= x_o \cdot y_o = 252 \times 132 = 33,264\text{mm}^2 \\ A_o &= 0.85 A_{oh} = 0.85 \times 33,264 = 28,274\text{mm}^2 \end{aligned}$$

- 비틀림의 영향을 고려하지 않아도 되는 최소의 비틀림 모멘트:

$$\begin{aligned} T_u &\leq \phi \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \\ &= 0.75 \times \frac{1}{12} \times \sqrt{50} \times \frac{54,000^2}{960} \\ &= 1,342,398\text{Nmm} < T_u = 5,527,910\text{Nmm} \\ &\therefore \text{철근 필요} \end{aligned}$$

(2) 최소 비틀림 철근량

- 횡방향 폐쇄 스테럽:

$$\begin{aligned} A_v + 2A_t &\geq 0.0625 \sqrt{f_{ck}} \frac{bs}{f_{yt}} \geq 0.35 \frac{bs}{f_{yt}} \\ &= 0.0625 \sqrt{50} \times \frac{300 \times 89}{300} \\ &\geq 0.35 \frac{300 \times 89}{300} \\ &= 39.33\text{mm}^2 > 31.15\text{mm}^2 \therefore O.K. \\ &< 56.04 \times 2 = 100.48\text{mm}^2 \therefore O.K. \end{aligned}$$

- 종방향 비틀림 철근:

$$\begin{aligned} A_{b\min} &= \frac{0.42 \sqrt{f_{ck}} A_{cp}}{f_y} - \left( \frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \\ &= \frac{0.42 \sqrt{50} \times 54,000}{300} - \left( \frac{50.24}{89} \right) \times 768 \times \frac{300}{300} \\ &= 101.04\text{mm}^2 \\ &\leq 126.7 \times 4 = 506.8\text{mm}^2 \therefore O.K. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{s} &\geq 0.176 \frac{b}{f_{yt}} \Rightarrow \frac{50.24}{89} \geq 0.176 \times \frac{300}{300} \\ 0.5645 &\geq 0.176 \therefore O.K. \end{aligned}$$

(3) 균열 비틀림 모멘트

$$\begin{aligned} T_{cr} &= \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} = \frac{1}{3} \sqrt{50} \times \frac{54,000^2}{960} \\ &= 7,159,456\text{Nmm} \\ &> T_u = 5,527,910\text{Nmm} \therefore O.K. \end{aligned}$$

(4) 비틀림 강도

- 공칭 비틀림 강도:

$$T_n = \frac{2A_o A_{t,yv} \cot\theta}{s}$$

$$= \frac{2 \times 28,274 \times 50.24 \times 300}{89} \times 1$$

$$= 9,576,308 \text{ Nmm}$$

· 설계 비틀림 강도:

$$\phi T_n = 0.75 \times 9,576,308$$

$$= 7,182,231 \text{ Nmm}$$

$$> T_u = 5,527,908 \text{ Nmm} \therefore O.K.$$

**김 해 곤(Gon-Hae Kim)**

[정회원]



- 2005년 8월 : 부산대학교 산업대학원 토목공학과 (공학석사)
- 2011년 3월 ~ 2012년 4월 : 한국철도공사 연구원 기술연구처장
- 2011년 3월 ~ 2013년 2월 : 충남대학교 대학원 토목공학과 박사수료

<관심분야>

구조공학, 궤도공학

**배 현 응(Hyun-Ung Bae)**

[정회원]



- 2009년 2월 : 충남대학교 토목공학과 (공학사)
- 2011년 2월 : 충남대학교 대학원 토목공학과 (공학석사)
- 2011년 3월 ~ 현재 : 충남대학교 대학원 토목공학과 박사과정

<관심분야>

구조공학, 궤도공학

**이 진 옥(Chin-Ok Lee)**

[정회원]



- 1980년 2월 : 충남대학교 토목공학과 (공학사)
- 1982년 2월 : 충남대학교 대학원 토목공학과 (공학석사)
- 1993년 8월 : 고려대학교 대학원 토목공학과 (공학박사)
- 1994년 3월 ~ 현재 : 충남대학교 토목공학과 교수

<관심분야>

구조공학, 내진공학

**임 남 형(Nam-Hyoung Lim)**

[정회원]



- 1996년 2월 : 고려대학교 대학원 토목환경공학과 (공학석사)
- 2001년 8월 : 고려대학교 대학원 토목환경공학과 (공학박사)
- 2003년 7월 ~ 2005년 3월 : 한국철도기술연구원 선임연구원
- 2005년 4월 ~ 현재 : 충남대학교 토목공학과 교수

<관심분야>

구조공학, 궤도공학