

레일신축이음 설치된 장대레일 적용 연속교의 구조물-궤도 상호작용에 의한 온도하중이 교량 받침에 미치는 영향

정지승[†] · 이종순^{*}

동양대학교 철도토목학과 · ^{*}(주)교량과고속철도 부설연구소
(2010. 9. 15. 접수 / 2010. 10. 18. 채택)

Effects of Bridge Bearings by Structure-Track Interaction for Continuous Bridge applied CWR with Rail Expansion Joint under Temperature Load

Jee-Seung Chung[†] · Jong-Soon Lee^{*}

Department of railroad civil engineering, Dongyang University
^{*}R&D Group, Bridges & Rails Engineering Consultants
(Received September 15, 2010 / Accepted October 18, 2010)

Abstract : The additional axial force of CWR(continuous welded rail) is occurred by structure-track interaction, in reverse, fixed supports of structure are applied the large load by that. Ratio of load which transferred on support through the bridge superstructure with one-side REJ by acceleration and braking load are stated in High-Speed Rail Design Criteria(2005). On the other hand the horizontal forces of support delivered to the load due to thermal loads has been no report about the criteria. Therefore, this study was performed the review of the reaction and displacement on support by structure-track interaction in a special bridge(composite bridges, 45+55+55+45=200m) with REJ acting on the temperature load. As a result, because fixed support of a special bridge or a continuous bridge with REJ under the temperature load which is constant load has been acted the large lateral load by structure-track interaction, when determining the fixed bearing capacity of structure should be reflected in the results to secure the safety of structures was confirmed.

Key Words : bridge, rail expansion joint, CWR(continuous welded rail), structure-track interaction, lateral force of fixed bearing

1. 서론

구조물-궤도 상호작용 검토는 교량의 안전도를 확보하고 특히 레일의 좌굴안전도를 확인하여 고속 열차 운행 시 열차 운행의 안전도를 확보할 수 있도록 하는 것이다. 물론 장대레일의 응력 발생 구조는 장대 구조물-궤도간의 상호작용에 의한 것이므로 일차적으로 이미 제 규정에 의하여 배치된 지점위치와 교량 고정점간의 거리 등으로 그 발생 응력의 크기가 허용치 이내에 존재하도록 구조물을 계획, 설계하여야 한다. 장대레일의 비선형해석을 통해 실제로 구조물-궤도간의 응력발생에 미치는 영향이 어느 정도인지 확인할 필요가 있다. 특히, 장대레일의 적용에 따른 레일의 좌굴안전도 파악

도 중요하지만, 특수한 경우 장대구조물-궤도 상호작용에 의하여 상부 도상저항력이 구조물에 영향을 미치는 경우가 있으므로 이들에 대해서도 충분한 검토가 이루어져야 한다.

레일 축력에 대한 기존의 연구결과¹⁻³⁾들을 살펴보면 교량구간과 토공구간에서의 레일축력은 서로 다른 양상을 보이고 있는 것이 확인되었다. 이는 교량구간에 온도하중이나 시동, 제동하중 등의 레일 축방향으로 재하되는 하중들에 의하여 신축이 발생함에 따라 구조물-지반 또는 구조물-구조물간의 상대변위가 필연적으로 발생하게 되고 이것이 레일에 집중적인 응력을 부가하게 되기 때문이다. 온도변화에 의한 레일축력을 검토해 보면 토공구간에서는 축력이나 변위의 변화가 거의 없는 일정한 값을 유지하는 경향을 보이고 있지만 교량구간에서는 레일과 교량 구조물간의 물성치가 다르고, 앞에

[†] To whom correspondence should be addressed.
jschung@dyu.ac.kr

서 기술한 것과 같이 구조물-토공간 그리고 구조물-구조물간의 변위, 고정부와 가동부의 존재로 말미암아 상대변위가 발생하게 되어 결과적으로 레일에 추가적인 응력을 일으키게 한다. 특히 궤도구조가 연속되는 장대레일 구조를 적용하므로 온도하중 및 시동, 제동하중이 작용하게 될 때 레일에 과도한 축력이 작용하게 될 수도 있어 레일이 파단하게 되거나 좌굴할 위험이 존재하게 된다. 따라서, 구조물-궤도간의 상호작용을 고려하여 장대레일의 축력을 가능한 한 정확하게 계산하는 것이 열차의 주행 안정성 측면에서 매우 중요하다 할 수 있다. 반면, 구조물상의 받침 경계조건이 고정단과 가동단으로 명확히 구분되는 경우 구조물-궤도간의 상호작용에 의하여 레일에 추가적인 부가응력이 발생하게 되나, 이를 역으로 생각하면 구조물의 고정단 받침에도 큰 하중이 작용할 것으로 판단할 수 있다. 즉, 외부하중인 시제동하중이 한쪽 끝에 레일신축이음이 있는 장대레일이 적용된 교량 상부 구조를 통하여 받침에 전달되어지는 하중의 비는 교량 신축길이에 따라 0.6-0.9로 고속철도 설계기준⁴⁾에 명시되어 있는 반면에 온도하중에 의한 받침 수평력에 전달되는 하중에 대한 기준은 없는 실정이다.

따라서, 본 검토에서는 레일신축이음이 적용된 연속교량에서 온도하중만이 작용하는 경우 구조물-궤도 상호작용에 의하여 받침에 작용하는 반력 및 변위를 검토하고자 하였다.

2. 구조물-궤도 종방향 해석

2.1. 구조물-궤도 종방향 해석

구조물-궤도 종방향 해석을 통한 장대레일 축응력 검토는 레일의 좌굴 및 파단에 대한 안전도를 확인하여 열차 운행의 안전성을 확보하기 위함이다. 레일과 구조물의 상호작용에 의하여 발생하는 장대레일 축응력에 영향을 크게 미치는 요인은 교량의 신축길이에 따른 종방향 온도차이, 열차의 시·제동하중, 그리고 열차하중에 의한 상부구조물의 휨 변위, 교량 하부 구조물의 강성 등이며, 이러한 요인에 의한 궤도와 구조물간의 상호작용에 따른 레일 종방향 축응력은 궤도의 비선형적 거동이 매개로 작용한다. 궤도의 비선형적 거동은 유럽에서 여러 실측 결과에 의해 제공된 UIC⁵⁾을 비롯한 대부분의 시방규정^{4,6)}에서 Fig. 1과 같이 변위-저항력 관계를 bi-linear로 규정하고 있다.

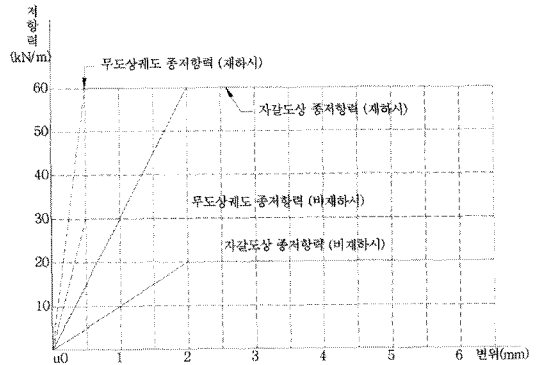


Fig. 1. Resistance K of the track per unit length as a function of the longitudinal displacement of the rails.

이 곡선에서 궤도의 종저항력은 도상의 종류와 열차하중의 재하 여부에 따라 다른 값을 보이고 있다. 본 연구에서는 장대레일의 축응력에 영향을 미치는 요소 중 열차하중이 재하된 경우를 제외하고 교량의 기하조건하에서 온도하중에 의한 구조물-궤도 종방향 상호작용에 따른 교량구조물에 미치는 영향을 중점적으로 분석하였다.

교량 구조물에 대한 구조해석 모델링은 2.2에 기술하였으며, 온도하중은 교량 상부에 온도에 따라 신축하여 레일에 부가축력 및 변위를 유발하는 하중을 의미하며, 본 연구에서는 강합성거더 교량에 대하여 -35℃ 하중, 레일은 부설시의 온도를 기준으로 일반적인 -50℃ 하중을 재하하였으며, 궤도 부설시 온도를 기준으로 하는 경우에 대하여 추가적으로 -30℃ 하중도 고려하였다.

2.2. 구조해석 모델링

구조물-궤도 상호작용 해석을 통한 유한요소해석 결과는 레일신축이음이 존재하기 때문에 일반적으로 검토하는 구조물-궤도 상호작용에 의한 레일의 좌굴/인장을 검토하기 보다는 구조물-궤도 상호작용에 의한 구조물의 응답을 파악하고자 하였다. 교량 하부구조의 강성이 레일 축력에 큰 영향을 미친다는 관점에서 받침 강성, 교각 강성 및 지반강성을 고려하여 하부 등가강성으로 변환하여 구조해석을 수행하였다.

도상은 일정한 변형수준까지는 탄성적으로 거동하다가 임의의 한계수준 (항복변위)을 넘으면 외력에 대해서 더 이상 저항하지 못하고 일정한 크기의 저항력만을 갖는 bi-linear 스프링 요소로 모델링하였다. 도상에 의한 종방향 저항력은 침목간격으로 분산되어 작용하므로 레일과 교량 사이에 bi-linear

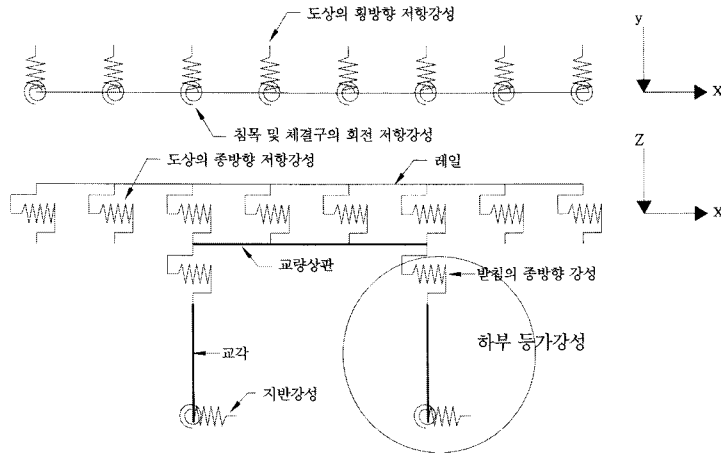


Fig. 2. Finite element Model to analysis axial force for CWR.

스프링 요소가 일정한 간격으로 등분포되어 있는 것으로 산정하였다. 레일 및 교량 상판부재는 Fig. 2에 나타내듯이 절점당 6자유도를 갖는 뼈대요소(프레임 요소)로 모델링하였고, 하부는 스프링 요소로 치환하여 모델링하였다. 요소의 길이는 UIC 기준에서 정한 “경간당 스프링의 개수는 10개 이상이어야 하고, 스프링 사이의 간격은 5m를 초과하지 말아야 한다.”는 조건을 충분히 만족하도록 침목간격을 적용한다.

3. 레일신축이음 특징 및 설치기준

궤도의 최대 약점인 레일 이음개소를 제거하는 수단으로서 레일이음부를 용접해서 연속한 1개의 레일로 하는 장대레일이 개발되어 널리 사용되고 있다. 장대레일 궤도는 정척레일 궤도와 비교하여 궤도보수 주기가 길고, 소음·진동의 발생이 적으며, 차량동요가 적고 승차감이 좋은 장점이 있다. 그러나, 장대레일은 레일체결 장치, 침목 및 도상에 따라 이동이 억제되기 때문에 온도상승 및 하강에 따라 자유신축을 할 수 없게 되며, 억제된 신축량에 상당하는 에너지가 레일 내부응력으로서 축적되고, 양단부에는 신축하게 된다. 이에 따라 중앙부분의 부동구간과 양단부의 신축구간으로 나뉜다. 교량상에서의 장대레일은 Fig. 3과 같이 교량 가동단에 의한 상부 구조의 이동량(G_y)과 레일의 이동량(R_y)의 차이에 의하여 레일은 부가적인 축력을 받게 된다. 그러나, 장대교량의 적용에 따른 장대레일의 부가 축력이 레일의 허용부가 축력을 초과하게 되므로 이를 해소하기 위하여 레일신축이음(REJ)을 설치하게 되는데, 레일신축이음은

Table 1과 같이 국내의 기준을 바탕으로 볼 때 대부분 구조물의 가동단부에 설치하여 레일의 부가 축력을 소멸시키게 된다. 레일신축이음을 적용함에 있어 레일 신축이음매가 궤도의 취약부로 존재하여 레일신축이음부의 공사비 및 유지보수비가 증가하며, 소음·진동 발생 및 승차감 악화, 레일신축가동구간의 도상 이완으로 보수주기 증가의 단점이 존재하게 되지만, 장경간 교량의 적용에 따른 구조물-궤도 상호작용에 의한 주행안전성을 확보하기 위하여 레일신축이음은 필요하다. 특히 하중전달체계상 레일신축이음이 적용된 교량에서는 외부하중에 의하여 구조물의 신축에 의한 내부 힘이 반침을 통하여 하부로 전달되게 된다. 따라서, 연속교의 경우 고정단 반침의 위치 및 고정단 반침의 용량 결정에 있어서 구조물-궤도 상호작용에 의한 영향을 분석하여 반영할 필요가 있을 것으로 판단되어 본 검토를 수행하였다. 외부하중인 시제동하중이 한쪽 끝에 REJ가 있는 장대레일이 적용된

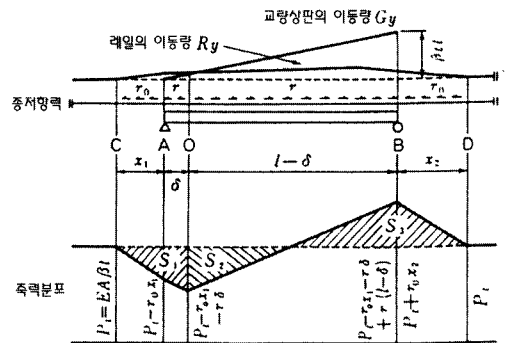


Fig. 3. Interaction of Longitudinal resistance and axial distribution of Bridges.

Table 1. Analysis of specification for installation of REJ

국내의 REJ 설치 관련 설계기준	
국내 기준	선로정비지침(고속철도편) 제 190조 (신축이음매장치의 부설제한) 1. 종곡선 구간 2. 반경 1000m 미만의 곡선구간 3. 완화곡선 구간 4. 구조물 신축이음으로부터 5m 이내 제 191조 (신축이음매장치의 설치기준) 1. 신축이음장치 상호간의 최소거리는 300m 이상 2. 분기기로부터 100m 이상 이격 설치 3. 완화곡선 시·종점으로부터 100m 이상 이격 설치 4. 종곡선 시·종점으로부터 100m 이상 이격 설치 5. 부득이 교량상에 설치시 단순 경간 상에 설치
	궤도-교량 중방향 상호작용 해석 및 설계 지침 4.1.7 레일신축이음매 사용 레일신축이음매의 사용은 가급적 피하도록 한다. 다만 교량 설계시 현장여건 등 부득이한 사유로 상기 응력 및 변위 기준을 만족할 수 없는 경우는 공단의 승인을 얻어 이를 사용할 수 있다.
국외 기준	대만 고속철도 설계기준 - 레일신축이음장치는 교량 신축 근처에 설치 - 레일신축은 교량 단부 양단에서 10m 이내에 위치 - 레일신축이음장치는 직선구간에 설치
	중국 고속철도 - 레일신축이음장치는 교량 가동단 쪽 설치
	ERRID230.1 Report - 교량 단부에서 2.5m 이상 이격 : 궤도의 연속성 유지 목적
	네덜란드 가동단측 교량 상에 설치
	독일 BWG 자료 레일신축이음장치는 교량 가동단 쪽 토공부에 설치

교량 상부구조를 통하여 받침에 전달되어지는 하중의 비는 교량 신축길이가 90m인 경우 0.65, 120m인 경우 0.70으로 고속철도 설계기준²⁾에 명시되어 있는 반면에 온도하중에 의한 받침 수평력에 대한 기준은 없는 실정이다.

4. 적용 예 및 고찰

4.1. 적용 대상구조물의 개요

본 교량은 45m+55m+55m+45m 지간의 강합성 거더로 구성된 총 연장 200m의 교량으로 고정받침의 항복강도는 일반 도로교량 수준인 1,200kN으로 제한하고, 구조물-궤도 상호작용의 영향을 분석하기 위해 REJ(rail expansion joint)는 편측에만 적용한 예로 해석을 위한 개요도는 Fig. 4와 같다. 교량 양단 토공부는 장대레일의 영향을 충분히 반영할 수 있도록 300m의 길이를 반영하였다. 장대레일 및 대상 구조물의 물성치는 Table 2와 같다. 구조물-궤

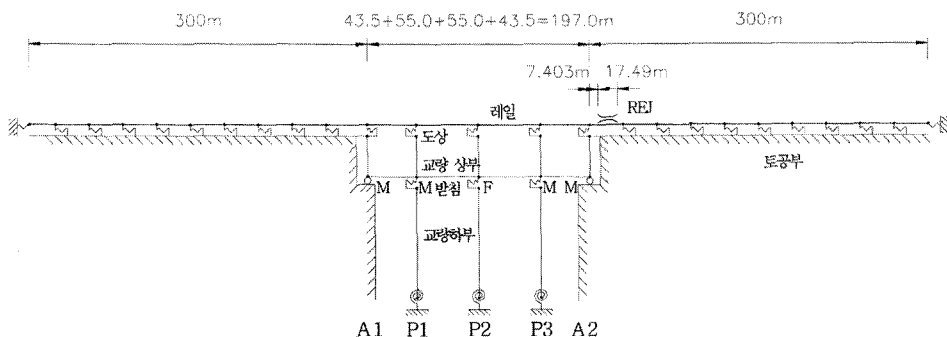


Fig. 4. Overview of structural analysis.

Table 2. Properties for superstructure of bridge and CWR

레일 형식	탄성계수(MPa)	프와송 비		열팽창계수	레일단면 A (mm ²)	비고
KS60 (60kg)	2.1E+05	0.3		1.2E-05	7750	-
교량 상부형식	지간(m)	형고(m)	상부단면 A (m ²)	상부2차 모멘트 I (m ⁴)	상부자중(kN)	비고
강합성거더	45+55+55+45=200	2.82-3.08	0.378-0.535	0.46-0.78	61563	변단면

Table 3. Properties of substructure of bridge(TYPE I – stiffness of pier + stiffness of bearing(K=1,22×10⁵))

교각 번호	기둥부			기초부			스프링상수	하부 등가강성
	기둥단면 A(m ²)	기둥단면2차모멘트 I(m ⁴)	기둥길이 L(m)	기초부 길이 L(m)	기초부 폭 B(m)	기초부 두께 T(m)	K(kN/m)	K(kN/m)
P1(M)	10.818	6.788	6.1	9.2	9.2	2.5	∞	가동단
P2(F)	10.818	6.788	6.5	9.2	9.2	2.5	∞	K=1.14×10 ⁵
P3(M)	10.818	6.788	9.5	9.2	9.2	2.5	∞	가동단

Table 4. Properties of substructure of bridge(TYPE II– spring stiffness on ground + stiffness of pier + stiffness of bearing(Infinite stiffness))

교각 번호	기둥부			기초부			지반 스프링상수	(교각+기초)강성
	A(m ²)	I(m ⁴)	L(m)	L(m)	B(m)	T(m)	K(kN/m)	K(kN/m)
P1(M)	10.818	6.788	6.1	9.2	9.2	2.5	K1=4.804×10 ⁶ K2=1.643×10 ⁸	가동단
P2(F)	10.818	6.788	6.5	9.2	9.2	2.5	K1=6.262×10 ⁶ K2=3.978×10 ⁸	K=1.23×10 ⁶
P3(M)	10.818	6.788	9.5	9.2	9.2	2.5	K1=8.126×10 ⁶ K2=7.353×10 ⁸	가동단

*K1 = 수평스프링계수, K2 = 회전스프링계수

도 상호작용에 의하여 온도하중에 따른 받침의 영향을 살펴보기 위하여 Table 3, 4와 같이 2가지 경

우에 대하여 구조해석을 수행하였다. Table 3에서의 해석 Type I은 고정단부 받침을 면진받침과 같

Table 5. Type 1 – stiffness of pier + stiffness of bearing(K=1,22×10⁵) (Yield Strength of fixed bearing for permanent load condition = 1,200kN)

Case	Parameter						Result					비고			
	하부 등가강성 K(kN/m)	상부구조 (A, I)	도상 K3 (kN/m)	ΔT(°C)		받침 경계조건 (M:가동단, F:고정단)	수평력 P2 (kN)	Disp.(mm) (A1방향 : -, A2방향 : +)							
				구조물	레일			A1(M)	P1(M)	P2(F)	P3(M)		A2(M)		
I-1	K(등가강성) =1.14E+05	A=0.384m ² I=0.627m ⁴ , 0.493m ⁴	12	-35	-50	MMFMM	3101.0	12.96	-5.81	-27.20	-51.55	-70.50			
I-2				-40			3109.2	18.82	-2.66	-27.27	-54.74	-76.30			
I-3				-35			3262.7	10.94	-7.62	-28.62	-52.93	-71.84			
I-4				-40			3358.3	15.89	-5.36	-29.46	-56.83	-78.34			
I-5			30	-35			3347.1	9.78	-8.65	-29.36	-53.59	-72.46			
I-6				-40			3506.5	14.01	-7.05	-30.76	-58.05	-79.52			
I-7			12	-15			-50	MMMMMM	-	-63.66	-72.08	-83.11	-94.13	-102.54	
I-8									-25	-	-54.23	-68.05	-85.49	-102.91	-116.73
I-9									-35	-	-47.56	-66.69	-90.38	-114.06	-133.19
I-10									-25	-	-13.11	-26.72	-43.50	-60.28	-73.89
I-11									-35	-	-27.35	-46.46	-70.09	-93.71	-112.82
I-12									30	-35	-	-17.11	-36.18	-59.71	-83.24
I-13		12			-25	-35			-	-23.19	-36.83	-53.69	-70.55	-84.19	
I-14		A=0.42m ² I=0.627m ⁴ , 0.493m ⁴			12	-35			-50	MMFMM	3102.4	13.06	-5.73	-27.21	-51.51
I-15		A=0.384m ² I=0.627m ⁴ , 0.493m ⁴	12	-30	-30	MMFMM	2054.9	16.27	0.26	-18.03	-38.15	-54.19			
I-16						MMMMM	-	-14.81	-30.97	-50.64	-70.32	-86.47			
I-17						MMFMM	2258.5	13.84	-1.96	-19.81	-39.85	-55.84			
I-18						MMMMM	-	-7.78	-23.89	-43.48	-63.06	-79.17			

※ 고정단이 가동단화 되었을 때(받침경계조건 MMMMM) - 고정받침 항복강도(P=1200kN) 초과시 구조물-레드 상호작용에 의한 구조물 변위

Table 6. TYPE II- spring stiffness on ground + stiffness of pier + stiffness of bearing(Infinite stiffness) (Yield Strength of fixed bearing for permanent load condition = 6,000kN)

Case	PARAMETER					RESULT						비고		
	하부 등가강성 K(kN/m)	상부구조 (A, I)	도상 K3 (kN/m)	ΔT(°C)		받침 경계조건 (M:가동단, F:고정단)	수평력 P2 (kN)	Disp.(mm) (A1방향 : -, A2방향 : +)						
				구조물	레일			A1(M)	P1(M)	P2(F)	P3(M)		A2(M)	
II-1	K1 =1.23E+06 K2=∞(고정)	A=0.384m ² I=0.627m ⁴ , 0.493m ⁴	12	-35	-50	MMFMM	4272.6	36.43	17.57	-3.47	-28.33	-47.19		
II-2				-40			4190.5	42.50	20.95	-3.41	-31.42	-52.92		
II-3				20			-35	4905.2	34.85	16.17	-3.99	-28.68	-47.50	
II-4							-40	4915.9	40.78	19.39	-4.00	-31.79	-53.18	
II-5							30	-35	5425.5	33.36	14.98	-4.41	-29.02	-47.78
II-6								-40	5503.1	39.17	18.06	-4.47	-32.13	-53.49
II-7			12					-15	-	-62.51	-70.92	-81.99	-93.05	-101.45
II-8								-20	-	-56.85	-67.98	-82.28	-96.58	-107.70
II-9				-35				-	-46.68	-65.83	-89.54	-113.25	-132.40	
II-10				20				-35	-	-25.21	-44.34	-67.99	-91.64	-110.77
II-11							30	-	-	-15.75	-34.83	-58.37	-81.91	-100.99
II-12								-40	-	-15.24	-36.91	-63.49	-90.07	-111.75
II-13		A=0.42m ² I=0.670m ⁴ , 0.686m ⁴	12		-35	MMFMM	4276.9	36.74	17.93	-3.48	-28.00	-46.93		
II-14					-40		4177.8	42.84	21.33	-3.40	-31.11	-52.68		
II-15					20		-35	4921.1	35.26	16.61	-4.00	-28.35	-47.26	
II-16				-40			4907.2	41.26	19.90	-3.99	-31.46	-52.95		
II-17				12			-35	MMMMM	-	-46.70	-65.83	-89.48	-113.13	-132.26
II-18							A=0.42m ² I=0.627m ⁴ , 0.493m ⁴	12	-35	MMFMM	4284.6	36.55	17.66	-3.48

* 고정단이 가동단화 되었을 때(받침경계조건 MMMMM) - 고정받침 항복강도(P=6000kN) 초과사로 가정된 구조물-궤도 상호작용에 의한 구조물 변위

이 받침의 강성이 작은 경우를 나타내며, Table 4에서의 해석 Type II는 고정단부 받침이 고정받침으로 받침의 강성이 큰 경우를 나타낸다.

4.2. 결과 및 고찰

고정단부 받침을 면진받침과 같이 받침의 강성이 작은 경우인 Type I에 대한 해석결과 값을 Table 5에 정리하였으며, 고정단부 받침이 고정받침으로 받침의 강성이 큰 경우인 Type II에 대한 해석결과 값을 Table 6에 나타내었다. 또한 고정받침이 항복강도를 초과할 경우에는 받침의 경계조건이 변화되므로 이때 발생하는 변위를 산정하여 교량의 거동을 분석하였다.

고정단 교량받침을 면진받침 강성을 고려하는 경우(Type I)와 고정단 교좌받침을 고정받침 강성으로 검토하는 경우(Type II)간의 동일한 조건에서의 구조물-궤도 상호작용 검토 결과 Fig. 5와 같이 교량받침의 강성(교각강성의 1/15수준)으로 인해 고정단 하부 P2의 등가강성이 저하되는 Type I의 고

정단 변위가 약 4mm에서 28mm로 과다하게 발생하는 것을 확인할 수 있다. Type I의 경우 고정단 받침에 작용하는 수평력은 3,100~3,350kN으로 해석시 고려한 항복강도 1,200kN을 크게 상회하고 있음을 확인할 수 있으므로, 이 경우 면진받침의 특

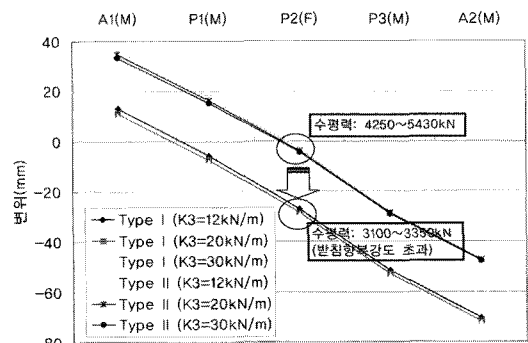


Fig. 5. Displacement of fixed bearing for difference of ballast stiffness on Type I and Type I (I-1, I-3, I-5, II-1, II-3, II-5).

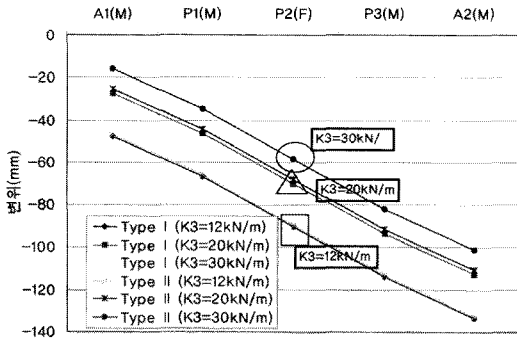


Fig. 6. Displacement of fixed bearing when fixed bearing is changed to the moving bearing (I-9, I-11, I-12, II-9, II-10, II-11).

정상 고정단 받침이 가동단화 됨을 알 수 있다. 이는 상시하중인 온도하중만 작용하는 경우에는 불안정한 구조물이 됨을 알 수 있으며, 고정단 받침이 가동단화 되었을 때 고정받침이 있는 P2에서의 변위는 Fig. 6에서 보는 바와 같이 Type I, Type II의 경우 모두 약 60~90mm로 고정단 받침에서의 수평변위가 매우 크게 발생함을 알 수 있다.

이 경우는 하부구조의 강성과 상관없이 교량 받침이 가동단화 되었기 때문에 구조물-궤도 상호작용 결과가 Type I과 Type II에서 도상강성 저항(K3)에 따라 거의 유사한 경향을 보임을 확인할 수 있다. 도상강성 저항이 작을수록 구조물의 신축변위가 크게 나타난다. 이 결과에서 볼 수 있듯이 면진 받침의 적용에 따른 하부 등가강성의 저하로 고정단 받침의 항복강도를 초과하지 않아야 고정단으로서의 역할을 수행할 수 있으나, 면진받침의 특성상 순간 초기 하중에 대하여 저항하고 이후 시간에 따른 변위를 허용하기 때문에 철도교량에서는 구조물-궤도 상호작용으로 인한 수평력을 충분히 저항할 수 있는 고정단 받침으로의 면진받침을 적용하여야 할 것으로 판단되며, 일반적인 고정단 받침으로의 수평저항력이 큰 고정받침은 구조물-궤도 상호작용에 의한 수평력은 저항하는 반면에 하부 교각에 큰 내력이 발생하므로 이를 충분히 고려하여 설계하여야 할 것으로 판단된다. 본 검토에서는 양방향 온도중 (-)온도하중에 의한 영향만을 검토하였으나, 고정받침의 수평저항력 용량은 열차의 시제동하중 및 수직하중에 의하여 발생하는 수평력까지도 고려하여 반영되어야 한다.

반면, 온도하중에 의한 고정받침의 수평력 산정시 받침의 마찰력과 종단구배에 의한 실제 발생할 수 있는 경우도 고려하여 그 결과 대하여도 살펴보

았다. 도상강성이 12kN/m, 20kN/m일 때 구조물 온도차가 -30℃이고, 레일 온도차는 -30℃일 경우의 고정단에 작용하는 수평력은 2054.9kN, 2,258kN으로 상시에 저항하는 고정받침의 항복강도(1,200kN)를 초과하여 항복되었다고 판단된다. 그러나 교각의 받침 마찰력(2%적용) 1,230kN 고려할 경우에는 최대 2,430kN까지 저항할 수 있을 것으로 판단할 수 있다. 그러나 이 경우에도 Type 1-1~I-6의 결과에서 볼 수 있듯이 3,000kN 이상의 수평력이 작용하여 고정받침이 항복하는 경우이므로 본 대상교량의 해석 경우로 볼 때 고정받침의 항복강도는 최소한 2,000kN 정도는 되어야 할 것으로 판단된다. 또한, 마찰력의 경우 받침의 마찰계수는 초기상태에 2% 이내가 될 수도 있으므로 고정단 받침의 항복강도 산정시 가동단의 마찰계수는 무시하고 산정하는 것이 타당하다고 판단된다.

온도하중에 의한 구조물 신축은 교량 상부구조물의 단면적에 비례하므로 교량 상부구조물의 단면적 변화에 따른 해석 결과(I-1과 I-14, II-1과 II-13) 구조물의 신축 및 고정단 받침에 작용하는 수평력은 거의 차이가 없음을 알 수 있다. 상부단면적이 0.384m²에서 0.42m²로 약 10% 정도 증가하는 경우 고정단 받침에 작용하는 수평력은 Type I은 약 0.03%, Type II은 약 0.1% 정도 밖에 증가하지 않는데, 이 결과는 고정단 받침에 작용하는 수평력은 온도하중에 의한 구조물과 궤도의 상대변위에 따라 발생하는 하중이기 때문이다.

도상강성(K3)변화에 대한 고정단 수평력을 산정한 결과, Fig. 7과 같이 Type I, Type II 모두 도상강성의 증가로 인해 고정단의 수평력이 증가됨을 알 수 있다. Fig. 1에서 보는 바와 같이 일반적으로 도상저항력은 자갈도상에서의 변위 검토시 고려하는

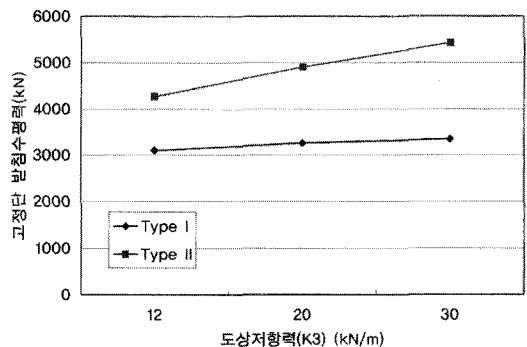


Fig. 7. Lateral force of fixed bearing for variation of ballast stiffness.

12kN/m와 축력 검토시의 20kN/m을 고려하는데 본 검토에서 고려한 30kN/m의 경우는 콘크리트 궤도의 경우 하중 비재하시의 도상 저항력이 40kN/m이지만, 겨울철 (-)온도에 의한 도상동결이 발생할 경우 순간적인 도상강성의 증대가 발생할 수도 있을 것으로 판단하여 고려한 결과이다.

5. 결론

레일신축이음이 적용된 특수교량의 구조물-궤도 상호작용 해석 결과를 바탕으로 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

- 1) 레일신축이음이 적용된 연속교에서의 고정받침은 구조물-궤도 상호작용에 의하여 외부하중인 시제동하중 외에 상시하중인 온도하중에 의하여 큰 수평력이 작용하기 때문에 구조물의 안전성을 확보할 수 있도록 고정단 받침용량 결정시 구조물-궤도 상호작용 결과가 반영되어야 함을 확인하였다.
- 2) 구조물-궤도 상호작용 결과 하부구조의 강성이 클수록 하부구조의 변위 발생이 적게 되어 교량 고정단 받침의 수평력이 증가하게 되고, 반대로 하부구조 강성이 작을수록 교량 고정단 받침 수평력이 감소하게 되므로 레일신축이음이 적용된 연속교량의 설계시 하부구조물에 대한 제반기준을 만족하면서 구조물-궤도 상호작용에 의한 받침 수평력을 저항할 수 있도록 반영되어야 한다.

3) 온도하중만을 고려할 때 구조물-궤도 상호작용에 의한 상부구조의 단면적 변화는 레일신축이음이 적용된 연속교 교량의 고정단 받침 수평력에 미치는 영향이 상대적으로 미미함을 확인하였다.

4) 궤도의 종저항력이 증가할수록 온도하중에 의한 구조물-궤도 상호작용 결과 레일신축이음이 적용된 연속교 고정단 받침에 작용하는 수평력이 증가함을 확인하였다.

참고문헌

- 1) 이종순, “구조물-궤도 상호작용을 고려한 고속철도 교량의 신뢰성 최적설계”, 박사학위 논문, pp. 1~173, 2008.
- 2) 최일윤, 조현철, 양신추, 최진유, 유진영, “장대레일 부가축력 및 변위 검토를 위한 설계차트 개발 (I)”, 한국철도학회 논문집, 제12권, 제4호, pp. 565~573, 2009.
- 3) 최일윤, 임윤식, 양신추, 최진유, “장대레일 부가축력 및 변위 검토를 위한 설계차트 개발 (II)”, 한국철도학회 논문집, 제12권, 제4호, pp. 574~581, 2009.
- 4) 건설교통부, “고속철도설계기준(노반편)”, 한국철도시설공단, pp. 351~410, 2005.
- 5) UIC, “Track/bridge interaction recommendation for calculations. 774-3 R”, International Union of Railway, pp. 1~70, 2001.
- 6) 한국철도시설공단, 호남고속철도 설계지침(노반편), 한국철도시설공단, pp. 6-1~6-107, 2007.