

설계차량하중 변화에 따른 교량상 장대레일 궤도의 부가축응력

윤경민¹, 전병훈¹, 최신행¹, 임남형^{1*}
¹충남대학교 토목공학과

Additional Axial Stress of CWR Track on the Bridge according to the Variation of Design Vehicle Load

Kyung-Min Yun¹, Byeong-Heun Jeon¹, Shin-Hyung Choi¹, Nam-Hyoung Lim^{1*}

¹Department of Civil Engineering, Chungnam National University

요약 교량상의 장대레일은 궤도-교량상호작용에 의해 토노반상의 장대레일에 비해 복잡한 거동을 보인다. 궤도-교량 상호작용에 영향을 미치는 요인은 온도변화와 차량하중이다. 국내 철도설계지침 KR C-08080에서는 해석 시 사용하는 물성치, 모델링 방법, 하중 및 하중 조합 방법 등에 대하여 제시하고 있다. 2014년에 KR C-08080에서 제시된 차량하중이 변경되었다. 본 연구에서는 변경된 차량하중의 영향을 평가하기 위하여 22개 교량에 대한 궤도-교량 상호작용 유한요소 해석을 수행하였다.

Abstract The CWR(Continuous Welded Rail) on a bridge shows complex structural behavior compared to those on the roadbed. The influence factors on the track-bridge interaction are the variation of temperature and vehicle load. The analysis methods for track-bridge interaction, material property, modeling method, loads and combination method are indicated in the domestic railway design principle, KR C-08080. The vehicle load in KR C-08080 was changed in 2014. In this study, to evaluate the effect of the changed vehicle load on the track-bridge interaction, the track-bridge interaction analyses were performed for 22 bridges by using finite element method.

Key Words : Track-bridge interaction, CWR(Continuous Welded Rail), KRL 2012, KR C-08080

1. 서론

장대레일궤도는 레일 이음매를 없애고 레일을 용접이음함으로써 손상의 주된 부분인 레일 이음매에서의 손상을 최소화 할 수 있다는 장점을 갖는 반면, 레일이 장대화됨에 따라 온도변화 및 외력에 의해서 레일에 과도한 상대변위 및 축력이 발생할 우려가 있다. 특히 교량상의 장대레일에서는 교량과 레일간의 상이한 거동 특성으로 인해 상대변위가 증가하고, 이러한 거동특성에 의해 레일에 추가적인 축력이 발생하여 심각한 경우, 레일의 좌굴이나 파단을 일으킬 우려가 있어 장대레일 구간의 교량 설계 시 매우 중요한 요인으로 작용한다.

이에 대하여 국내외적으로 궤도-교량 종방향 상호작

용에 의한 영향을 저감시키기 위하여 다양한 연구가 진행 중에 있다. 최근 중국에서 교량과 궤도 사이에 슬라이드층을 적용하여 상호작용을 현저히 저감할 수 있는 궤도를 시공중에 있으며[1], 이 외에도 정밀한 궤도-교량 상호작용 해석기법 개발을 통해 실제 현장조건을 고려하고자 하는 연구사례가 증가하고 있다.[2]

이와 같이 교량상 장대레일의 설계 시 중요한 요소인 궤도-교량 상호작용과 관련하여 교량상 장대레일의 안전성을 확보하고 궤도의 유지관리를 용이하게 하기 위하여 장대레일 구간에 교량의 설계 시 궤도-교량 종방향 상호작용 해석을 수행한다. 이때 사용자의 이용 편의를 위하여 국내에서는 국제적인 방식에 맞게 물성치, 모델링 방법 그리고 하중 및 하중조합방법 등에 대한 체계를

본 연구는 국토교통부 철도기술연구사업의 연구비지원(14RTRP-B067919-02)에 의해 수행되었습니다.

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

Tel: +82-41-821-7005 email: nhrim@cnu.ac.kr

Received December 5, 2014

Revised December 18, 2014

Accepted January 8, 2015

설계지침[3]으로 제시하고 있다.

본 연구에서는 궤도-교량 상호작용 해석방법이 수록된 KR C-08080[3]의 개정에 따라 기존과 상이하게 제시된 차량하중이 교량상 장대레일의 부가축응력에 미치는 영향을 분석하였다.

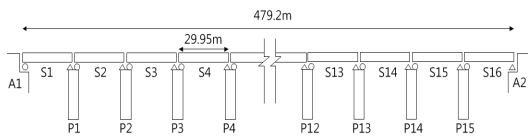
2. 차량하중 변화에 따른 부가축응력

철도설계지침 KR C-08080의 개정 전(2012.12)[4]과 개정 후(2014.01)[3]의 차량하중을 비교하면 Table 1과 같다.

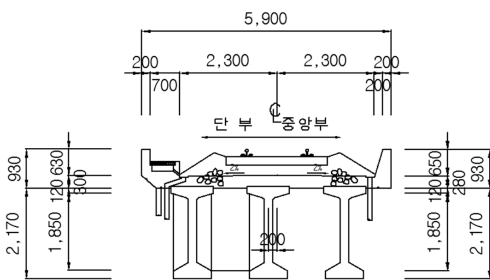
KR C-08080의 개정 전, 후 설계하중 변화에 따른 레일의 부가축응력 변화를 살펴보기 위하여 Table 1에서 제시된 하중을 고려하여 궤도-교량 상호작용 해석을 수행하였다.

2.1 대상교량

대상 교량은 단선, 자갈궤도용으로 설계된 일반선 22개 교량이다. 선정된 교량에 대한 형식의 요약은 Appendix 1의 Table 1에 첨부하였으며, 본문에서는 대표적인 1개의 교량에 대하여 기술하였다. 본 논문에서 기술한 교량은 29.95m의 PSC-E Beam 16경간으로 이루어진 총 연장 479.2m의 교량이며, Fig 1, 2는 각각 교량의 종평면도와 단면형상이다.



[Fig. 1] Plan of the bridge

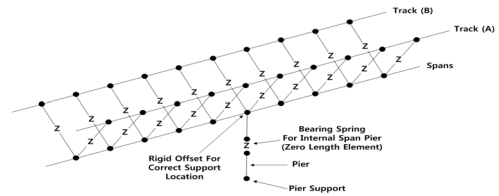


[Fig. 2] Cross section of PSC-E Beam

2.2 해석방법

1) 모델링

궤도-교량 종방향 상호작용 해석을 위하여 범용 유한요소해석 프로그램인 LUSAS(15.0) [5]를 사용하였다. 레일 및 교량상판은 3차원 티모센코 보요소(Timoshenko Beam Element)를 사용하여 모델링하였다. 도상은 탄소성 거동을 하는 비선형조인트요소(Nonlinear Joint Element:Elasto-Plastic Joint)를 사용하였다. 교량상판의 중립축으로부터 교각까지의 거리를 표현하는 강체 보요소(Rigid Beam Element)를 추가하고 구속조건(Constraint equation)을 적용함으로써, 교량상판에 휩변위가 발생할 경우 교대 또는 교각과 교량상판중심축사이의 종방향 상대변위를 정확하게 나타낼 수 있도록 하였다.(Fig. 3)



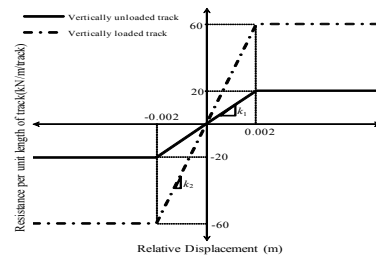
[Fig. 3] Schematic diagram of Track-Deck(Span)-Pier[5]

모델링 전경은 Fig. 4와 같으며, 사용된 물성치 및 하중조건은 Table 2, 3 및 Fig. 5와 같다.

말뚝 기초를 고려한 교각 하부 강성은 종방향 $3.054 \times 10^9 \text{N/m}$, 연직방향 $9.67 \times 10^9 \text{N/m}$, 회전강성 $7.41 \times 10^{10} \text{Nm/rad}$ 을 적용하였다.

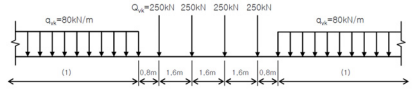
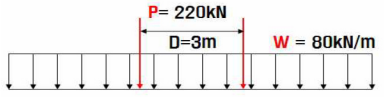
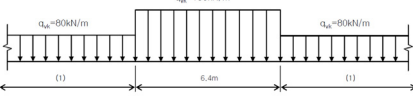
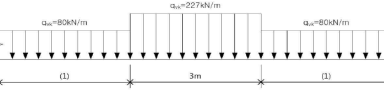
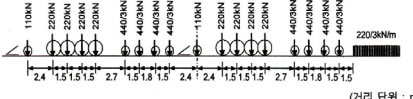
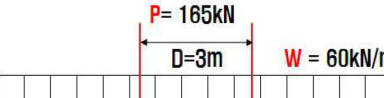
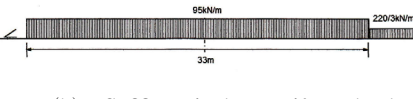
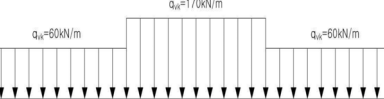


[Fig. 4] Track-bridge interaction analysis model



[Fig. 5] Longitudinal resistance of the connection between the track and the bridge deck[2]

[Table 1] Vehicle load in KR C-08080(2012, 2014)[3, 4]

Load (V(km/h))		KR C-08080(2012)	KR C-08080(2014)
Acceleration load	$V \geq 200$	$q_a = 33kN/m/track, L \leq 33m$ (for the passenger train below 170kN(axle force), $q_a = 25kN/m/track, L \leq 33m$)	$q_a = 33kN/m/track, L \leq 33m$ (for the passenger train below 170kN(axle force), $q_a = 25kN/m/track, L \leq 33m$)
	$V < 200$	$q_a = 24kN/m/track, L \leq 33m$	
Braking load	$V \geq 200$	$q_b = 20kN/m/track, L \leq 400m$ (for the passenger train below 170kN(axle force), $q_a = 15kN/m/track, L \leq 400m$)	$q_b = 20kN/m/track, L \leq 400m$ (for the passenger train below 170kN(axle force), $q_a = 15kN/m/track, L \leq 400m$)
	$V < 200$	$q_b = 12kN/m/track, L \leq 300m$	
Vertical load	$V \geq 200$	 <p>(a) HL-25 train line load</p>	 <p>(a) KRL-2012 train line load</p>
		 <p>(b) HL-25 equivalent uniform load</p>	 <p>(b) KRL-2012 equivalent uniform load</p>
	$V < 200$	 <p>(a) LS-22 train line load</p>	 <p>(c) KRL-2012 train line load (for the passenger train)</p>
		 <p>(b) LS-22 equivalent uniform load</p>	 <p>(d) KRL-2012 equivalent uniform load (for the passenger train)</p>

[Table 2] Material and geometric properties of the model

Member	Cross-sectional area [m ²]	Young's modulus [N/m ²]	Thermal coefficient [1/°C]	Moment of Inertia [m ⁴]	Depth [m]	Distance from the center of gravity to the top [m]
Rail (UIC60)	0.015372	2.1×10 ¹¹	1.2×10 ⁻⁵	3.055×10 ⁻⁵	-	-
Deck	4.58	3.1×10 ¹⁰	1.0×10 ⁻⁵	3.473	2.488	0.755
Pier	6.158	2.75×10 ¹⁰	-	3.017	-	-

[Table 3] Height of pier

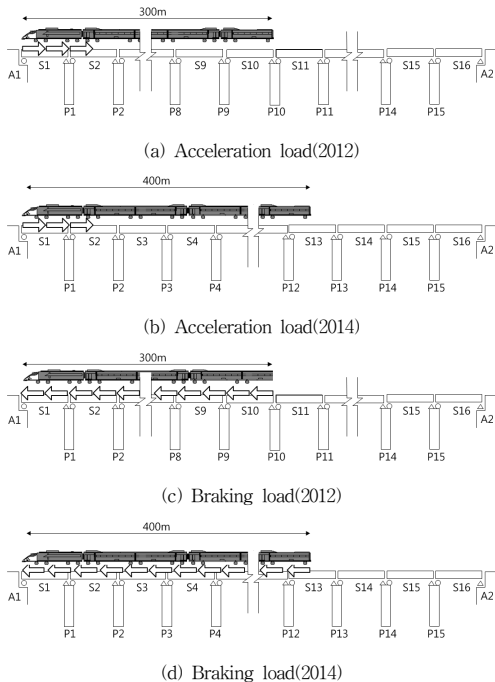
Num. of Pier	Height (m)	Num. of Pier	Height (m)
P1, P2	12.4	P9, P10	10.2
P3	13.2	P11	9.7
P4	12.7	P12	9.3
P5	11.8	P13	8.7
P6	11.3	P14	7
P7, P8	10.8	P15	7

2) 해석 방법 및 하중 조합

궤도-교량 종방향 상호작용 해석을 위하여 온도하중은 동절기의 과단, 하절기의 좌굴 검토를 위하여 교량 상부구조물에 ±25℃를 고려하였으며, 시제동하중은 다양한 위치를 고려하여 가장 가혹한 위치에 적용하였다(Fig. 6). 차량하중 길이는 개정 전 300m, 개정 후 400m로 고려하였다. 또한 수직하중은 시제동하중과 동일한 위치에 고려하였다.

하중조합은 Eq. 1과 같이 해석 결과를 합산하였으며, α, β, γ는 각각 1의 값을 적용하였다.

$$\sum R = \alpha R(\Delta T) + \beta R(\text{braking}) + \gamma R(\text{bending}) \dots \dots \dots \text{Eq. 1}$$



[Fig. 6] Vehicle loading position

2.3 해석 결과

대상교량의 개정 전과 개정 후의 차량하중의 변화를 고려한 궤도-교량 종방향 상호작용을 해석한 결과는 Fig. 7과 같다. 최대 레일 부가인장응력은 온도하중(-25℃)+열차 시동하중+열차 수직하중을 조합한 결과이며, 최대 레일 부가압축응력은 온도하중(+25℃)+열차 제동하중+열차 수직하중을 조합한 결과이다. 온도하중의 경우 개정 전, 후가 동일한 하중을 제시하고 있어 분석대상에서 제외하였으며, 차량하중 변화에 따른 차이 및 하중 조합 결과를 분석하였다.

1) 차량의 시제동하중 변화에 따른 영향

개정 전(2012), 후(2014) 레일의 부가축응력을 분석하였다. 시동하중을 재하한 경우(Fig. 7, (c)) 최대 인장응력은 A1지점부근에서 발생하였으며, 개정 전에 비해 개정 후 약 7.4MPa(36%)이 증가하였다. 제동하중을 재하한 경우(Fig. 7, (d)) 최대 압축응력은 A1지점 부근에서 발생하였으며, 개정 전에 비해 개정 후 약 12.0MPa(63.2%)가 증가하였다.

2) 차량의 수직하중 변화에 따른 영향

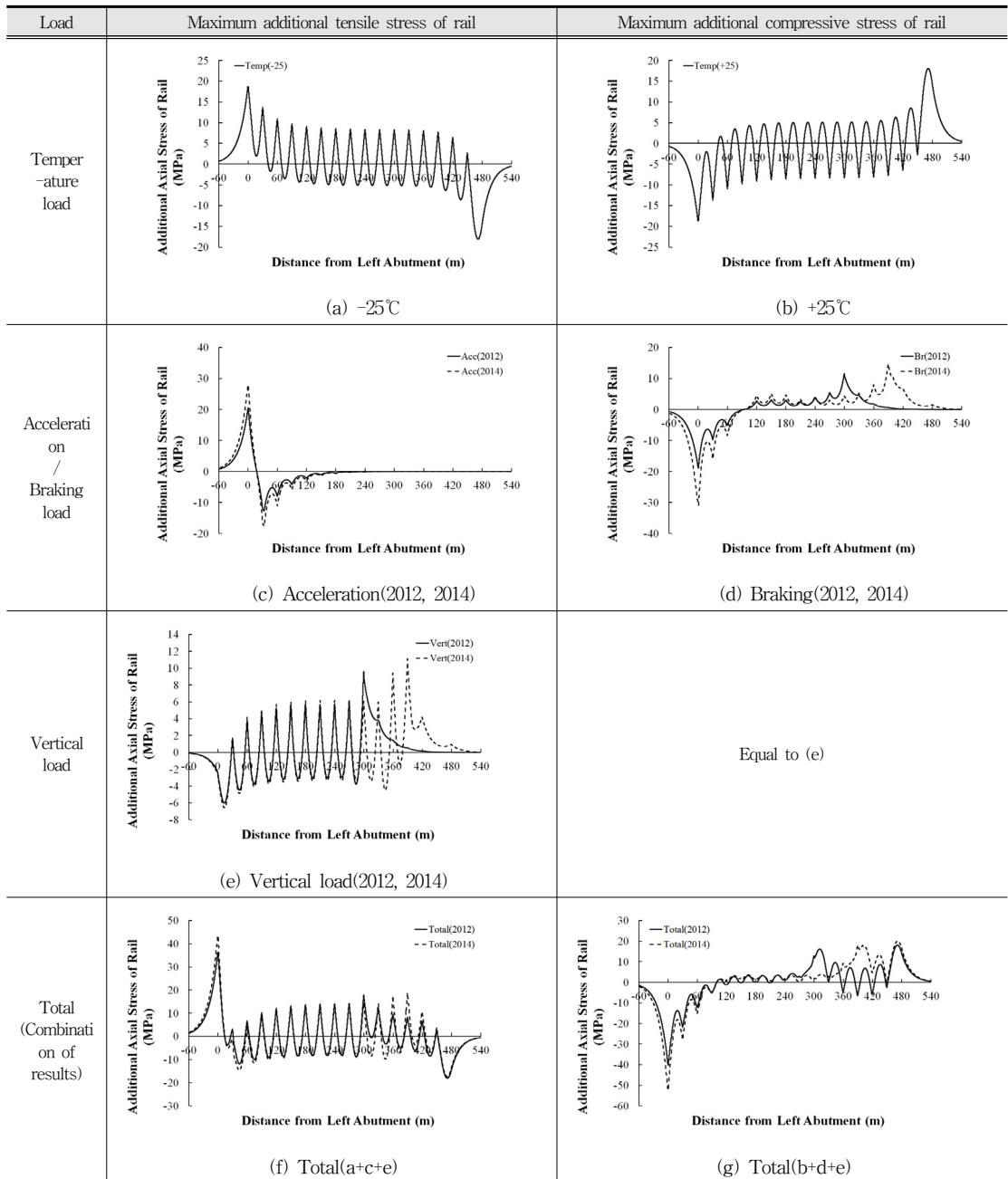
수직하중 재하 시 A1지점에서 발생한 레일부가 축응력을 분석하였다. A1에서는 압축응력이 발생하였으며 개정 전에 비해 개정 후 약 0.25MPa(9.0%)가 증가하였다.

3) 하중 조합

개정 전(2012)의 설계하중을 이용하여 도출된 부가레일축응력 조합결과와 개정 후(2014)의 설계하중을 이용하여 도출된 부가레일축응력 조합결과를 비교하였다. 최대인장응력은 A1지점 부근에서 발생하였으며(Fig. 7, (f)), 개정 전에 비해 개정 후 약 7.2MPa(20.0%)이 증가하였다. 또한 최대압축응력 또한 A1지점 부근에서 발생하였으며(Fig. 7, (g)), 개정 전에 비해 개정 후 약 12.2MPa(30.3%)가 증가하였다.

4) 다양한 조건의 교량구조물 해석 결과

Appendix 1의 Table 2는 다양한 구조형식에 대해 동일한 방법으로 해석을 수행 후 도출된 결과이다. 최대인장응력의 경우 개정 전에 비해 개정 후 약 28.4%가 증가하였으며, 최대 압축응력은 약 27.3%증가하였다.



[Fig. 7] Additional axial stress of rail

3. 결론

본 연구에서는 국내 철도설계지침 KR C-08080[3, 4]의 개정에 따라 변화된 차량설계하중을 적용하여 22개

교량을 대상으로 궤도-교량 상호작용 해석을 수행하였다.

KR C-08080(2014)[3]을 적용하면 KR C-08080(2012)[4]에 비해 최대부가인장응력과 압축응력이 각각 27.3%와

28.4%만큼 크게 평가되고 있다. 이러한 결과는 보수적인 설계를 유도하고는 있으나 개정 전에 비해 너무 급격하고 과대한 평가결과를 도출하고 있으므로 하중 변화에 따른 영향을 추가분석하여 설계하중보정에 관한 작업이 필요할 것으로 판단된다.

References

- [1] P.Wang, J.J.Ren., R. Xiang, X.Y.Liu, "Influence of rub-plate length on forces and displacements of longitudinally coupled slab track for a bridge turnout", *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal Rail and Rapid Transit*, 226(3), September, 2012
DOI: <http://dx.doi.org/10.1177/0954409711420776>
- [2] K.M, Yun, J.Y, Choi, C.O, Lee, N.H, Lim, "Modification of the Conventional Method for the Track-Bridge Interaction", *Applied Mechanics and Materials*, Vol.204~208, pp. 1988-1991, 2012
- [3] KR, "KRC-08080 : Track-bridge longitudinal interaction analysis", January, 2014
- [4] KR, "KRC-08080 : Track-bridge longitudinal interaction analysis", December, 2012
- [5] Lusas Inc., "LUSAS User's manual", Surrey, KT1 1HN, UK, 2006.

윤 경 민(Kyung-Min Yun)

[정회원]



- 2009년 2월 : 충남대학교 토목공학과 (공학사)
- 2012년 2월 : 충남대학교 대학원 토목공학과 (공학석사)
- 2012년 3월 ~ 현재 : 충남대학교 토목공학과 박사과정

<관심분야>

구조공학, 강구조, 궤도공학

전 병 흔(Byeong-Heun Jeon)

[준회원]



- 2013년 2월 : 한밭대학교 토목공학과 (공학사)
- 2014년 3월 ~ 현재 : 충남대학교 토목공학과 석사과정

<관심분야>

구조공학, 궤도공학

최 신 형(Shin-Hyung Choi)

[준회원]



- 2013년 2월 : 건양대학교 건설시스템공학과 (공학사)
- 2013년 3월 ~ 현재 : 충남대학교 토목공학과 석사과정

<관심분야>

구조공학, 궤도공학

임 남 형(Nam-Hyung 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, 강구조, 궤도공학

Appendix 1

[Table 1] Types and length(22 bridges)

Brige	Bridge types and length
Br_1	29.95m(PSC-e)*16= 479.2m
Br_2	24.945m(PSC)+39.9m(WPC)*5= 224.445m
Br_3	39.9m(WPC)*8+34.94m(IPC)+39.9m(PRECOM)= 394.04m
Br_4	40.05m(WPC)*2+40m(WPC)*5+45m(IT)*2+10m(Rahmen)= 380.1m
Br_5	35.03m(PSC-e)+30m(PSC-e)+50.05m(SB합성)+14.9m(Rahmen)*4+55.1m(STB)+50.1m(SB)*5+9.9m(Rahmen)*2+14.95m(Rahmen)+35.06(PSC-e)= 555.09m
Br_6	25.025m(PSC)*2+35m(PSC-e)*6= 260.05m
Br_7	35.08m(PSC-e)+35.05m(PSC-e)*12+30.05m(PSC-e)*2+35m(PSC-e)*4+45m(PRECOM)*3+40m(WPC)*4+55m(STB)*2+15m(Rahmen)*235.03m(PSC-e)= 1125.81m
Br_8	25m(PSC)*2+55m(STB)*1+10m(Rahmen)*2= 125.0m
Br_9	24.95m(PSC)*8= 199.6m
Br_10	29.95m(IPC)*3+34.94m(IPC)*10+39.9(PRECOM)= 479.15m
Br_11	34.94m(IPC)*3+44.9m(PRECOM)*2+34.94m(IPC)*2= 264.5m
Br_12	24.95m(PSC)*4+49.9m(SCP)*2+34.94m(IPC)*21+31.44m(IPC)+79.8m(ARCH)*2+29.95m(IPC)*2+39.9m(PRECOM)*2= 1264.08m
Br_13	25.025m(PSC)*2+25.005m(PSC)*2+35m(PSC-e)*14= 596.06m
Br_14	30.055m(PSC)*2+30.03m(PSC)*3= 150.2m
Br_15	45m(PRECOM)*1+35m(PSC-e)*10+30.005m(PSC-e)+30.025m(PSC-e)*3+35.02(PSC-e)*2+35.03(PSC-e)+45m(PSC-e)*4= 740.1m
Br_16	34.99m(PRECOM)+35m(IPC)*5+35.03m(IPC)= 245.02m
Br_17	34.94m(IPC)*24+29.95m(IPC)+24.95m(PSC)= 893.46m
Br_18	25.025m(PSC)+35m(IT)*3+45m(PRECOM)= 175.025m
Br_19	25.025m(PSC)+35.05(PSC-e)*5+25(PSC)= 225.275m
Br_20	25.025(PSC)+40m(WPC)+35m(BICON)*11= 450.025m
Br_21	25.025m(PSC)*2+25m(PSC)*10= 300.05m
Br_22	24.95m(PSC)*5+34.94m(IPC)*2= 194.63m

[Table 2] Rate of increase of additional rail stress according to revision

Bridge	Additional Tensile stress of Rail			Additional Compressive stress of Rail		
	Before revision 2012, (MPa)	After revision 2014, (MPa)	Rate of increase (%)	Before revision 2012, (MPa)	After revision 2014, (MPa)	Rate of increase (%)
Br_1	36.3	43.9	20.9	40.2	52.4	30.3
Br_2	33.1	38.2	15.4	39.7	44.2	11.3
Br_3	43.2	54.6	26.4	47.5	57.7	21.5
Br_4	36.8	40.7	10.6	44.9	50.2	11.8
Br_5	50.7	56.1	10.7	65.5	62.3	-4.9
Br_6	35.4	47.4	33.9	37.8	47.1	24.6
Br_7	49.9	75.6	66	45.6	52.8	15.8
Br_8	39.6	44.8	13.1	40.9	64.7	58.2
Br_9	43.4	59.7	37.6	32.5	61.9	90.5
Br_10	40.5	51.9	28.1	43.6	55.3	26.8
Br_11	60.2	67.5	12.1	54.6	69.9	28.0
Br_12	55.3	64.5	16.6	64.6	67.7	4.8
Br_13	56.7	76.4	34.7	53.5	71.1	32.9
Br_14	34.2	39.9	16.7	22.1	24.6	11.3
Br_15	44.9	57.5	28.1	46.2	58.8	27.3
Br_16	38.4	45.5	18.5	41.7	51.6	23.7
Br_17	39.0	47.0	20.5	46.6	54.6	17.2
Br_18	35.6	49.4	39.0	28.6	38.6	35.0
Br_19	38.3	50.1	30.8	41.4	53.7	29.7
Br_20	42.3	59.7	41.1	36.0	41.3	14.7
Br_21	31.9	52.8	65.5	35.3	54.8	55.2
Br_22	36.4	50.4	38.5	39.0	52.3	34.1
		Average	28.4		Average	27.3