한국철도학회논문집
제8권 제3호 2005년 ▌pp. 276-285

EQS 면진받침 사용 시 온도하중 및 지진하중에 대한 철도교량 레일 압축력 변화

Variation of Rail's Axial Compressive Force on Railway Bridges Due to Thermal and Seismic Loads with using EQS Bearings

최은수† · 김이현* · 김학수**
Eunsoo Choi · Lee Hyeon Kim · Haksoo Kim

Abstract

This study discussed the effect on rail's axial force due to thermal and seismic loads according to supporting conditions of railway bridges; the considered supporting conditions are 1)simply supported, 2)roller at both ends, and 3)roller with horizontal spring at both ends. Closed form solutions are used to calculate the axial forces on rails. The roller at both ends of a bridge span decreases the compressive axial force on rail due to thermal load compared with the simply supported condition. However, the lateral springs at roller are not helpful to decrease the rail's compressive axial force.

Keywords : 레일축력, 온도하중, 지진하중, 교량받침, EQS 면진받침

1. 서 론

교량받침(bridge bearing)은 교량에 있어 상부의 하중을 하부로 전달하는 기본적인 기능을 수행해야 한다. 그러나 현재의 다기능적 교량받침은 기본적인 기능 외에도 여러 기능들을 수행하도록 개발되고 있다. 지진하중에 대해서 요구되는 기능은 수평방향에 대한 격리기능(isolation) 및 에너지 발산기능(energy dissipation capacity)이 있으며, 온도하중에 대해서는 구조물에 응력을 발생시키지 않고 온도 팽창을 흡수할 수 있는 기능이 요구되고 있다. 또한 교량받침은 차량의 제동하중에 대한 저항성을 확보해야한다. 이러한 교량받침의 요구사항은 도로교 및 철도교에서 동일하다.

그러나 철도교에서는 교량 상에 레일이 존재하며, 이러한 레일의 축력은 온도변화 및 교량의 온도신축 의해서 영향을 받는다. 레일에 발생하는 압축력은 레일의 장출(buckling)에 큰 영향을 미치므로 레일의 압축력을 제어하는 것은 철도교량 상의 레일 안전성 확보에 매우 중요한 요인이다. 레일의 축력을 제어하는 방법으로 보통의 경우는 레일에 이음매를 설치하여 온도에 의한 신축을 흡수하므로 레일에 발생하는 축력을 제어하는 것이다. 그러나 이러한 레일의 이음매는 어떠한 형태든지 유지관리 및 소음진동의 문제를 유발하고, 따라서 차량의 주행성에 악영향을 주며, 특히 교량상의 레일 이음매는 충격 발생의 주요인으로 교량과 교량받침에 손상을 주는 주요인 중의 하나이다. 따라서 이러한 이음매가 없는 장대레일(CWR, continuous welded rail)을 사용하는 경우 차량의 주행성 확보 및 교량상의 충격방지에 큰 이점이 있다. 그러나 장대레일은 장출의 위험이 증가하므로 장출에 대한 안전성 확보는 차량의 주행안전성과 더불어 궤도구조의 안전성 확보에 중요한 요인이다.

기존의 연구들을 보면 철도교량에서 교량받침의 구속형식의 변화가 온도변화에 따른 레일 축력에 크게 영향을 준다는 것을 보여주고 있다(민경주 외, 2003). 구속형식 변화의 대표적인 예는 단순지지(고정단-가동단) 교량받침을 양단가동으로 교체하고 스프링을 이용하여 수평방향에 대해 탄성지지 형식으로 구성하는 것이다. 이러한 경우 단순지지

† 책임저자 : 정회원, 철도기술연구원, 선임연구원
* 정회원, 철도기술연구원, 선임연구원
** 비회원, 호남대학교, 토목공학과, 부교수

에 비해 양단 탄성지지는 온도신축의 길이가 1/2로 감소하기 때문에 교량의 온도신축에 의한 레일의 축력 발생에서 이점이 있다.

그러나 교량의 양단을 수평방향으로 탄성지지를 하면 지진하중이 작용하는 경우 격리(isolation)에 해당하기 때문에 지진하중에 의한 레일의 거동을 평가하는 것이 요구된다. 따라서 본 연구에서는 철도교량의 형식 중 판형교를 선택하여 온도하중 및 지진하중에 대한 교량받침의 구속조건에 따른 레일의 축력을 평가하고자 한다. 판형교는 그림 1과 같이 강거더 2개를 브레싱으로 연결하고 상부거더에 침목을 설치하여 레일을 연결하는 형식으로 한국철도의 약 40%를 차지하는 대표적인 교량이다(최진유 외, 2002). 본 연구를 위해서 교량받침으로는 면진교량받침으로 사용되는 EQS 교량받침을 선택하여 사용하고자 한다.

장대레일에 대한 연구에 있어서 Ladislav(1986)는 여러 가지 경계조건에 대한 수학적 해를 제시했으며, 그 결과를 현장에서 측정한 값들과 비교하여 제시하였다. Magued(1988)는 간단한 수학식을 사용하여 교량상의 레일 축력을 계산하는 방법을 제시하여, 교량상의 레일을 설계하는 도구로서 활용할 수 있도록 하고 있다. Czyczula와 동료들은(1997) 장대레일에 대한 수학적 해와 실험적 결과를 제시하였지만, 온도하중 뿐아니라 제동하중과 궤도의 구배 및 곡률을 고려하여 연구를 실시하였다. 그의 연구는 강 또는 콘크리트 교량 바닥판이 신축이음 없는 최대 경간을 결정하는 데 도움을 주며, 사용하중에 대한 도상 및 체결구의 특성에 대한 한계치를 결정하는데 도움을 주고 있다. 국내연구로는 납-고무 베어링(LRB, lead-rubber bearing)을 교량받침으로 사용할 경우 장대레일 축력에 대한 안정성 평가가 이루어 졌으며(양신추 외, 2004), 판형교에서 지지조건에 따라 장대레일에 대한 거동 분석이 또한 실시되었다(민경주 외, 2003).

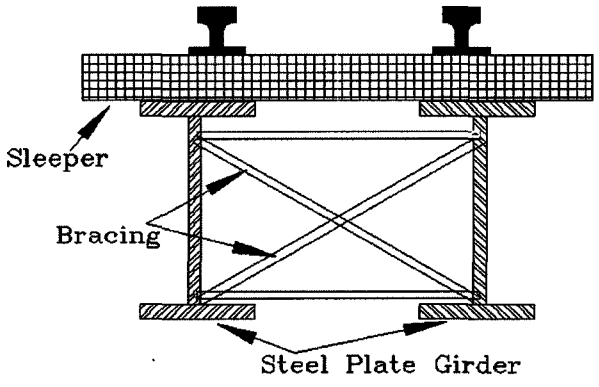


그림 1. 판형교의 형상

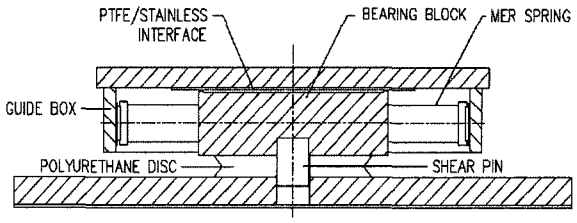


그림 2. EQS의 형상 및 구성품

2. EQS 면진받침의 구성 및 특징

EQS(EradiQuake System) 면진받침은 그림 2에서 보듯이 교량 상부와 하부 구조물의 격리작용(Isolation)이 가능하게 하는 디스크 베어링(Disk Bearing)과 지진 등과 같은 수평하중에 대하여 저항할 수 있는 MER(Mass Energy Regulator) 스프링의 조합으로 구성되어 있다. 디스크 베어링은 상부에 PTFE를 사용하여 격리작용을 실현하고 하부에는 폴리우레탄 계열의 고무패드를 사용하여 수직변위와 회전에 대해 탄성지지를 제공하고 있다. MER 스프링은 역시 폴리우레탄 계열의 고무로서 마찰에 의한 에너지 소산에 추가적으로 에너지를 소산시키는 역할을 하며, 수평하중에 제거되면 교량을 원래의 위치로 복원하는 복원력(Centering Force)을 제공한다. 또한, MER 스프링은 제동하중 등의 수평하중에 대해서도 저항하게 된다.

EQS 면진받침은 수직방향에 대해서는 탄성지지이고 수평방향에 대해서 MER 스프링의 탄성으로 구조물의 격리작용을 실현시키고 에너지를 발산시키는 기능에서는 LRB (Lead-Rubber Bearing)와 동일하다. 그러나 LRB는 수직방향의 강성과 수평방향의 강성이 서로 연관되어 있어 각 방향의 강성을 독립적으로 설계하는데 어려움이 있다. 또한 철도교량에서는 차량에 의한 제동하중이 크게 발생하기 때문에 이를 탄성영역에서 제어하기 위해서는 LRB 내부의 납심(Lead Plug)의 크기를 상대적으로 크게 해야 하며, 경간이 긴 경우 납심에 의해서 제동하중의 제어가 불가능한 경우도 발생할 수 있다. 그러나 EQS는 수직방향의 강성은 폴리우레탄 패드가 제공하고, 수평방향의 강성은 MER 스프링이 독립적으로 제공하기 때문에 상호 연관성이 없다. 또한 철도교량 상의 제동하중의 문제도 MER 스프링의 강성을 조절하여 자유로이 탄성영역에서 제어가 가능하다.

3. 교량 및 구성품의 특성

본 연구에서 사용한 판형교 및 레일의 특성은 표 1에 나타나 있다. 레일은 국내에서 사용되는 KS60 레일을 사용하였다.

표 1. 교량 및 레일의 특성

	E (kN/m^2)	A (m^2)	I (m^4)	α (/℃)	단위중량 (kN/m^3)
판형교	2.06×e8	9.135e-2	5.629e-2	1.14e-5	77.0
레 일	2.06×e8	7.75e-3	3.09e-5	1.14e-5	77.0

E : 탄성계수(Young's modulus)　　A : 단면적
I : 단면 2차 모멘트　　α : 열팽창계수

레일의 축력해석에서 도상의 종방향 저항력은 UIC (UIC 774-3 R, 2001)에서 제시하는 값을 사용하였다. UIC는 보수가 양호한 도상에 대해서는 20kN/m, 보수가 중간인 도상에 대해서는 12kN/m 제시하고 있으며, 변위 한계치는 2.0mm로 하고 있다. 도상의 두 상태에 대한 거동을 그림으로 표시하면 그림 3과 같이 되며, 탄성영역의 강성은 보수가 양호한 상태에서는 1.0m 당 1.0e4kN/m/m 이며, 보수가 중간인 상태에서는 6.0e3kN/m/m이다.

한국철도의 판형교 상에는 도상이 존재하지 않고 침목이 상부거더에 직결되어 있다. 이러한 경우의 종저항력은 민경주의 실험 결과에 의하면 24.5kN/m로 나타났고, 변위 한계치는 4.0mm로 측정되었다.

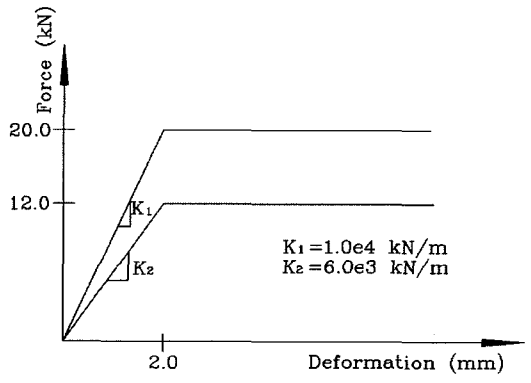


그림 3. 도상의 UIC 해석 모델

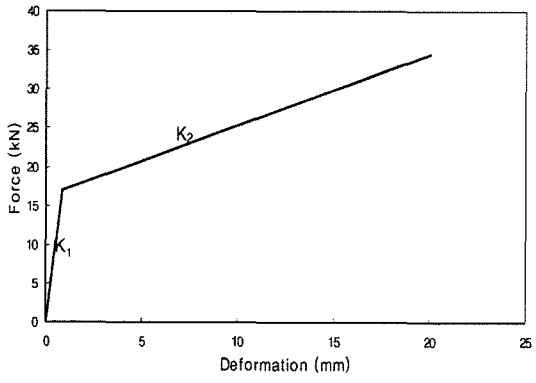


그림 4. EQS의 이선형 거동 모델

이때의 탄성영역의 강성은 6125N/m/m이다.

EQS 면진장치의 거동 특성은 그림 4에 나타나 있는 것처럼 이선형모델이다. 초기강성(K_1)은 2.04e4kN/m이고, 항복강성(K_2)은 912kN/m이며, 항복변형은 0.83mm이다.

4. 레일축력의 온도해석

4.1 이론 및 가정

장대레일과 철도교량의 온도상호작용의 이론은 다음과 같은 가정에 기초하고 있다.

(a) 교량구조물과 장대레일은 그림 5와 같이 이상적인 시스템으로, 교량은 하나의 고정점과 하나 또는 그 이상(연속교인 경우)의 가동점을 가지고 있다. 교량받침의 마찰력은 무시한다. 교량은 장대레일의 부동구간에 위치하고 있다고 가정한다(즉, 레일 이음매로부터 최소한 100-150 m 거리에 위치). 따라서 레일의 길이는 무한대로 생각할 수 있다.

(b) 수평 길이방향(horizontal longitudinal direction)에서 교량과 레일의 복잡한 거동은 그림 4에서 보는 것처럼 탄성층에 의해서 간략하게 표현할 수 있다. 이 탄성층의 스프링 상수는 ki(N/mm^2)로 나타내며 단위 길이당 강성을 나타낸다.

(c) 교량은 온도변화에 의해서 자유롭게 팽창하는 반면, 레일축력은 교량에 의해서 영향을 받는다. 이것은 레일의 단면이 교량의 단면에 비해서 매우 적기 때문이다.

(d) Hook의 법칙과 온도팽창 법칙에 의해서 다음 공식이 성립한다.

$$N = EA(u' - \alpha \triangle t) \quad (1)$$

여기서, N　　: 레일의 축력
u'　　: 레일의 변형률
α　　: 온도팽창계수
$\triangle t = t - t_0$: 초기온도에 대한 온도변화량

(e) 교량과 레일의 길이방향 응력은 휨과는 독립적으로 거동한다.

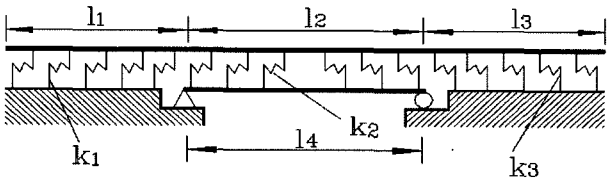


그림 5. 교량과 장대레일의 해석모델

(f) 교량과 노반 상에는 동일한 체결구(fastener)가 사용된다.

4.2 기초적인 방정식과 해

그림 6와 같이 바(bar)에서 길이 dx인 요소를 분리하여 고려하면, 수평방향의 힘의 균형은 아래와 같이 표현된다.

$$-N+N+N'dx-kudx=0 \tag{2}$$

여기서, k : 도상의 강성
N=N(x) x에서의 바에 작용하는 힘
u=u(x) x에서의 바의 수평변위

위의 식 (2)를 정리하면

$$N'-ku=0 \tag{3}$$

으로 변환되고, 식 (1)로부터 $N=EAu''$를 대입하면 식 (4)와 같이 되며, 식 (4)는 바의 수평변위에 대한 기본적인 미분방정식이 된다.

$$-EAu''+ku=0 \tag{4}$$

4.3(Case 1) 일단 고정 교량

일단은 고정점이고 타단은 가동단인 교량 상에 장대레일이 위치하고 있는 그림 7과 같이 기본적인 경우이다. 좌표원점은 각 바의 왼쪽에 위치하고 있으며, 첫 번째 바(i=1)의 경우는 오른쪽에 위치하고 있다. 길이 li(i=1,2,3,4)의 각 바에 대한 미분방정식은 식 (5)와 같이 표현된다.

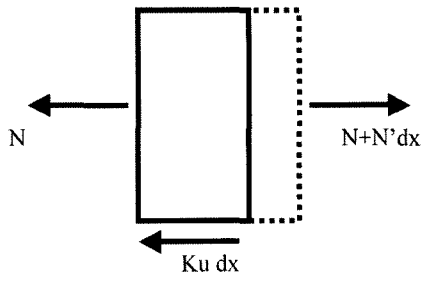


그림 6. 바 요소에 작용하는 힘

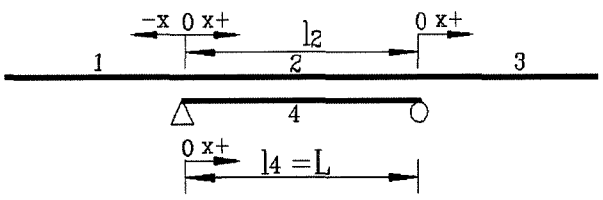


그림 7. Case 1; 일단고정 교량과 장대레일

$$-E_1A_1u_i''+k_iu_i=0 \quad i=1,3$$
$$-E_2A_2u_2''+k_2(u_2-u_4)=0$$
$$-E_4A_4u_4''+k_4(u_4-u_2)=0 \tag{5}$$

각 바의 축력은 다음 식 (6)과 같다.

$$N_i=E_iA_i(u_i-\alpha_i\triangle t_i) \tag{6}$$

여기서, $\triangle t=t_i-t_0$로 i-번째 바의 초기온도에 대한 온도변화량을 나타낸다.

4.1절의 가정 (c)에 의하면 교량(바 4)은 자유롭게 팽창할 수 있으므로, 4번 바의 해는 다음과 같다.

$$u_4(x)=\alpha_4\triangle t_4x,\ u'_4(x)=\alpha_4\triangle t_4$$
$$u''_4(x)=0,\ N_4(x)=0 \tag{7}$$

위의 해는 2번 바와 독립적이며 온도팽창의 법칙에 의한 것이다.

미분방정식 (5)와 (7)에 대한 경계조건은 교량에서 무한대의 거리에 위치한 점의 변위는 영이고, 서로 인접하고 있는 바의 변위 및 힘은 같은 값을 가지게 되므로 경제조건은 아래와 같다.

$$u_1(-\infty)=0, \qquad u_1(0)=u_2(0),$$
$$u_2(l_2)=u_3(0), \qquad u_4(0)=0,$$
$$u_3(\infty)=0, \qquad N_1(0)=N_2(0),$$
$$N_2(l_2)=N_3(0), \qquad N_4(l_4)=0, \tag{8}$$

여기서, $l_2=l_4$

미분방정식 (5)에 대한 일반적인 해는 식 (9)와 같다.

$$u_i(x)=B_ie^{\lambda_ix}+C_ie^{-\lambda_ix};\ i=1,3$$
$$u_2(x)=B_2e^{\lambda_2x}+C_2e^{-\lambda_2x}+\alpha_4\triangle t_4x \tag{9}$$

여기서, $\lambda_i^2=\frac{k_i}{E_iA_i}$ 이며, Bi 및 Ci는 경계조건에 의해서 결정되는 상수이다.

가정.(f)에 의하면 상수 Bi 및 Ci는 아래와 같은 식을 이용하여 간략하게 할 수 있다.

$EA=E_iA_i;\ i=1,2,3$: 레일의 탄성계수 및 단면적

$$\lambda^2=\lambda_i^2=\frac{k_i}{E_iA_i}=\frac{k}{EA};\ i=1,2,3$$

$\triangle t=\triangle t_i=t_i-t_0;\ i=1,2,3$: 레일의 온도변화

$\triangle T=\triangle t_4=t_4-t_{40}$: 교량의 온도변화

$\alpha = \alpha_i;\ i = 1,2,3$:레일의 온도팽창계수

$\alpha_0 = \alpha_4$: 교량의 온도팽창계수

위의 식을 이용하여 구한 변위 및 레일의 축력이 식 (10)과 (11)에 정리되어 있으며, 식 (11)에서 강조된

$$N = -EA\alpha\triangle t \tag{12}$$

는 장대레일에서 온도변화(△t)에 의해서 발생하는 축력이며 [ ]안의 식은 교량에 의해서 장대레일에 미치는 영향의 기여이다.

4.4 (Case 2)일단 고정 교량과 수평 스프링

위에서 언급한 EQS 교좌를 설치하면 그림 8과 같이 수평방향으로 강성 ks를 가지는 스프링이 작용하게 된다. 온도변화 △T에 의해서 교량이 팽창하게 되면 교량과 스프링은 상호작용에 의해서 그림 9와 같이 반력(R)이 발생한다. 이 때 교량은 식 (13)과 같은 강성을 가지는 스프링과 같이 작용하며, 반력을 구하면 식 (14)와 같이 된다.

$$k_B = \frac{E_B A_B}{L_B} \tag{13}$$

여기서, kB : 교량의 스프링 강성

EB, AB, LB : 교량의 영율, 단면적 및 길이

$$R = \alpha_0\triangle TL\left(\frac{k_s k_B}{k_s + k_B}\right) \tag{14}$$

각 바의 변위(Case 1)

$$u_1(x) = \frac{\alpha_0\triangle T}{2\lambda}[1-(1+\lambda l_2)e^{-\lambda l_2}]e^{\lambda x},$$

$$u_2(x) = \frac{\alpha_0\triangle T}{2\lambda}[2\lambda x + e^{-\lambda x} - (1+\lambda l_2)e^{-\lambda(l_2-x)}],$$

$$u_3(x) = \frac{\alpha_0\triangle T}{2\lambda}[\lambda l_2 - 1 + e^{-\lambda l_2}]e^{\lambda x},$$

$$u_4(x) = \alpha_0\triangle Tx \tag{10}$$

각 바의 축력(Case 1)

$$N_1(x) = -EA\alpha\triangle t[1+\frac{\alpha_0\triangle T}{2\alpha\triangle t}[-1+(1+\lambda l_2)e^{-\lambda l_2}]e^{\lambda x}],$$

$$N_2(x) = -EA\alpha\triangle t[1+\frac{\alpha_0\triangle T}{2\alpha\triangle t}[-2+e^{-\lambda x}+(1+\lambda l_2)e^{-\lambda(l_2-x)}]$$

$$N_3(x) = -EA\alpha\triangle t[1+\frac{\alpha_0\triangle T}{2\alpha\triangle t}[\lambda l_2 - 1 + e^{-\lambda l_2}]e^{-\lambda x}],$$

$$N_4(x) = 0 \tag{11}$$

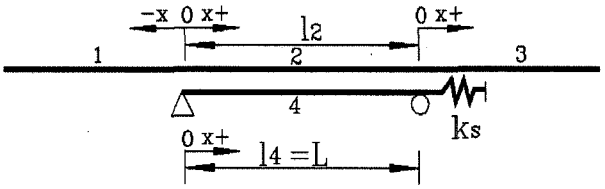


그림 8. 일단 고정 교량 과 수평 스프링

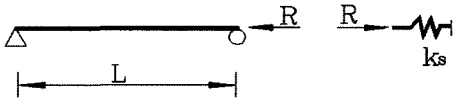


그림 9. 온도하중에 의해서 발생하는 스프링의 반력

이렇게 스프링에 의한 반력이 교량에 작용하게 되면 식 (7)에 나타나 있는 교량이 변위는 다음과 같이 변하게 된다.

$$u_4(x) = \alpha_0\triangle Tx - \frac{R}{k_b}\frac{x}{L} \tag{15}$$

여기에 식 (14)의 반력 R을 대입하여 정리하면 다음과 같다.

$$u_4(x) = \alpha_0\triangle T(1-\frac{k_s}{k_s+k_B})x \tag{16}$$

식 (16)을 보면 수평 스프링에 의해서 교량의 변위가 어떻게 영향을 받는지를 알 수 있다. 이러한 영향은 식 (10)과 (11)의 각 바의 변위와 각 바의 축력에 그대로 반영된다. 즉, 모든 $\alpha_0\triangle T$가 스프링에 의해서 영향을 받아 $\alpha_0\triangle T(1-\frac{k_s}{k_s+k_B})$로 변하게 된다.

4.5(Case 3) 양단 가동 교량

그림 10은 양단이 가동인 교량의 모습을 보여주고 있다. 이러한 경우 교량의 중앙이 가상의 고정점이 되어, 온도변화에 의해서 교량은 양단 방향으로 팽창하게 된다. 따라서 일단 고정 교량과 비해서 팽창하는 교량의 길이가 1/2로 줄어들게 된다.

각 바에 대한 미분방정식은 다음과 같이 표현된다.

$$-E_1A_1u_i'' + k_iu_i = 0 \quad i = 1,4$$

$$-E_2A_2u_2'' + k_2(u_2-u_5) = 0$$

$$-E_3A_3u_3'' + k_3(u_3-u_6) = 0$$

$$-E_5A_5u_5'' + k_5(u_5-u_2) = 0$$

$$-E_6A_6u_6'' + k_6(u_6-u_3) = 0 \tag{17}$$

이 방정식을 풀기위한 경계조건은 다음과 같으며, 얻어진 축력의 해는 식 (19)에 나타나 있다.

$$u_1(-\infty)=0,\ u_1(0)=u_2(0),$$
$$u_2(l_2)=u_3(0),\ u_3(l_3)=u_4(0),$$
$$u_5(l_5)=0,\ u_6(0)=0,\ u_4(\infty)=0,$$
$$N_1(0)=N_2(0),\ N_2(l_2)=N_3(0),$$
$$N_3(l_3)=N_4(0),\ N_5(0)=0,\ N_6(0)=0, \quad (18)$$

4.6 (Case 4)양단 가동 교량과 수평스프링

양단 가동 교량의 양단에 수평 스프링을 부착하는 경우, 교량과 스프링의 상호작용 효과는 Case 2와 동일하다. 따라서 양단 가동의 변위와 축력의 해인 식 (19)에서 $\alpha_0\triangle T$에 스프링의 영향을 고려한 $\alpha_0\triangle T(1-\frac{k_s}{k_s+k_B})$를 대입하면 된다.

여기서 양단 가동인 경우 교량의 온도팽창 길이가 1/2로 감소하므로 교량의 축강성(kB)은 식 (20)과 같이 된다.

$$k_B=\frac{E_B A_B}{L_B/2} \quad (20)$$

$(1-\frac{k_s}{k_s+k_B})$수평스프링의 강성이 교량의 강성과 동일하게 되는 경우, 의 값은 0.5로 스프링이 없는 경우에 비해 온도팽창에 의한 레일축력이 반으로 감소하게 된다. 그림 11에는 스프링의 강성과 교량강성 비에 따른 영향계수 $(1-\frac{k_s}{k_s+k_B})$의 변화가 나타나 있다.

각 바의 축력(Case 3)

$$N_1(x)=-EA\alpha\triangle t[1+\frac{\alpha_0\triangle T}{2\alpha\triangle t}[\lambda l_5-1+(1+\lambda l_3)e^{-\lambda(l_2+l_3)}]e^{\lambda x}],$$
$$N_2(x)=-EA\alpha\triangle t[1+\frac{\alpha_0\triangle T}{2\alpha\triangle t}[(1+\lambda l_3)e^{-\lambda(l_2+l_3-x)}+(1+\lambda l_5)e^{-\lambda x}-2]],$$
$$N_3(x)=-EA\alpha\triangle t[1+\frac{\alpha_0\triangle T}{2\alpha\triangle t}[(1+\lambda l_3)e^{-\lambda(l_3-x)}+(1+\lambda l_5)e^{-\lambda(l_2+x)}-2]],$$
$$N_4(x)=-EA\alpha\triangle t[1+\frac{\alpha_0\triangle T}{2\alpha\triangle t}[\lambda l_3-1+(1+\lambda l_5)e^{-\lambda(l_2+l_3)}]e^{-\lambda x}],$$
$$N_5(x)=0,\ N_5(x)=0 \quad (19)$$

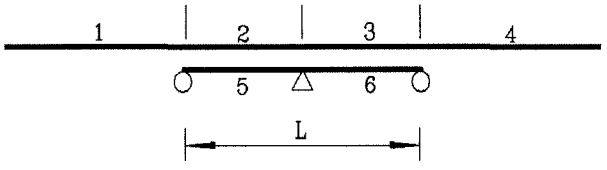


그림 10. 양단 가동의 교량 및 가상의 고정점

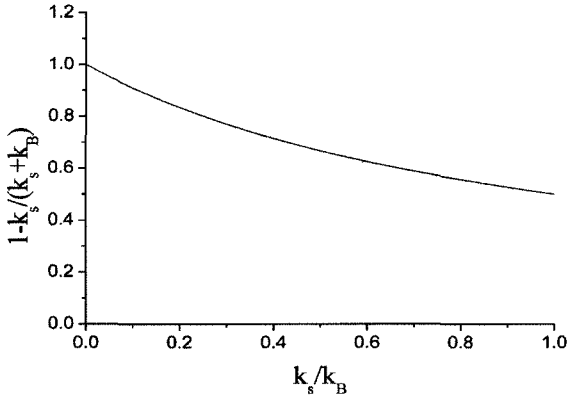


그림 11. 스프링 강성에 따른 영향계수 변화

5. 레일축력의 온도해석 결과 및 분석

온도하중을 재하하기 위해서 한반도의 기후 조건을 고려하여, 초기온도에서 교량은 35℃, 레일은 45℃ 상승하는 것으로 가정하였다(민경주 외, 2003). 해석에서는 노반 상 궤도의 강성은 UIC에서 제시하는 값을 이용하였다.

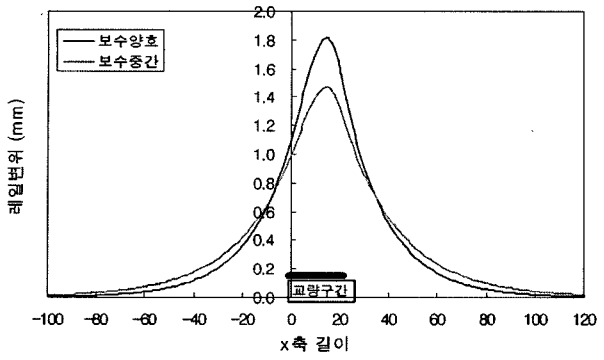
판형교 상의 체결구 강성과 궤도의 강성은 차이가 있으나 본 연구에서는 간략화를 위해 고려하지 않았다.또한, EQS의 스프링 강성은 온도변화에 의한 레일 변위가 적기 때문에 초기강성인 2.0e4kN/m를 사용하였다.

5.1 단순지지 교량

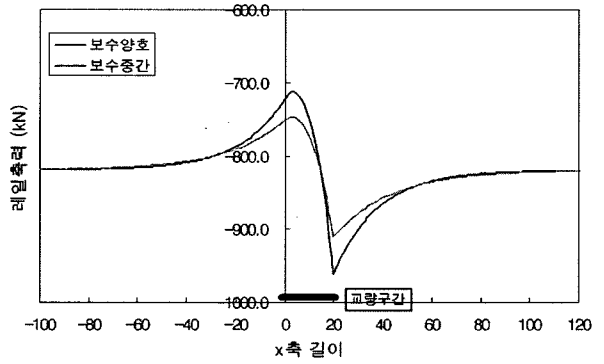
단순지지 상태 판형교는 그림 7에 나타나 있으며, 온도변화에 의한 레일의 변위와 축력은 식 (10)과 (11)를 이용하여 구할 수 있다. 그림 12는 보수가 양호한 상태와 보통인 상태의 온도하중에 대한 레일의 변위 및 축력을 보여주고 있다. 보수가 양호한 상태에서는 레일의 최대변위가 1.81mm이고, 최대축력은 961kN이다. 보수보통 상태에서는 최대변위가 1.47mm이며, 최대축력은 910kN이다. 보수보통 상태의 궤도의 초기강성이 보수양호 상태의 초기강성에 비해 적기 때문에, 보수보통 상태에서 교량의 온도팽창에 의한 영향을 적게 받는다.

5.2 일단 고정 교량과 타단 스프링 지지

보수상태가 양호한 궤도의 강성을 사용하여 단순지지 상태의 가동단에 스프링을 부착한 교량의 온도하중에 대한 레일의 변위 및 축력을 그림 13에 나타나 있다. 그림 13에서

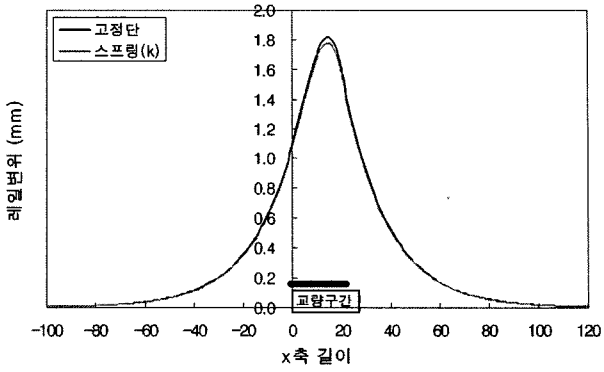


(a) 레일의 최대변위 비교

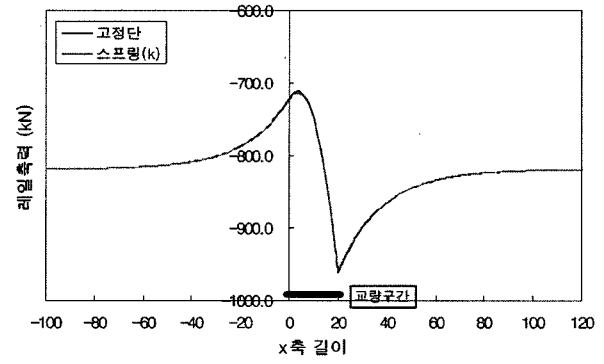


(b) 레일의 최대축력 비교

그림 12. 단순지지 교량의 보수상태에 따른 레일의 변위 및 축력



(a) 레일의 변위



(b) 레일의 축력

그림 13. 일단고정 및 타단 스프링 지지 교량의 온도하중에 의한 레일 변위 및 축력

보듯이 수평스프링에 의한 레일의 변위 및 축력 감소는 미미하다. 스프링이 있는 경우 최대축력은 958kN으로, 스프링이 없는 경우와 거의 차이가 없다.

판형교에 적합하게 설계된 EQS 교량받침은 판형교의 자중이 가볍기 때문에 MER 스프링의 강성이 PCS 거더교에 비해 상대적으로 적다. 보통의 PCS 거더 교량은 본 연구에서 사용한 MER 스프링 강성의 5배 이상의 크기를 가지고 있다.

위 3장에서 언급한 것과 같이 EQS의 강성은 2.04e4kN/m이며, 표 1에서 판형교의 축강성을 계산하면 959175kN/m이다. 따라서 k_s/k_B의 비는 약 0.02로 매우 적다. 이러한 경우 그림 11에서 영향계수를 추정하면 0.98이며, 그림 13에서 스프링의 효과가 거의 없는 것으로 나타나는 것과 일치한다.

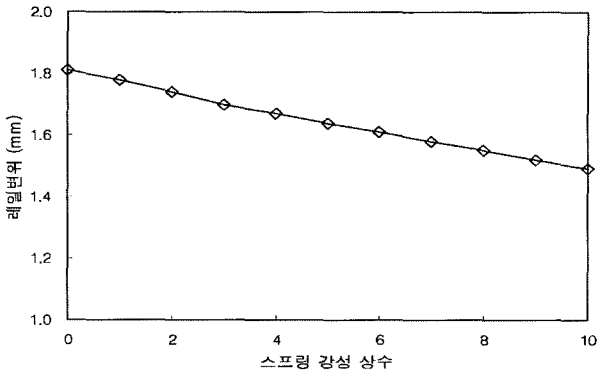
MER 스프링의 강성을 증가시켜 EQS의 강성을 증가시킬 수 있으므로 EQS의 강성이 증가하면 레일의 변위와 축력의 변화를 보기 위해서 매개변수 해석을 실시하였다. EQS의 강성의 변화에 따른 레일의 최대변위 및 최대축력의 변화를 그림 14에 나타내었다. EQS의 강성이 10배로 증가시켰을 경우, 레일의 최대변위는 16% 감소하지만, 최대축력은 2%만이 감소한다. 따라서 수평스프링의 강성이 증가하여도 레일의 최대축력에 미치는 영향이 아주 적다고 판단할 수 있다.

5.3 양단 가동 교량과 스프링의 해석결과

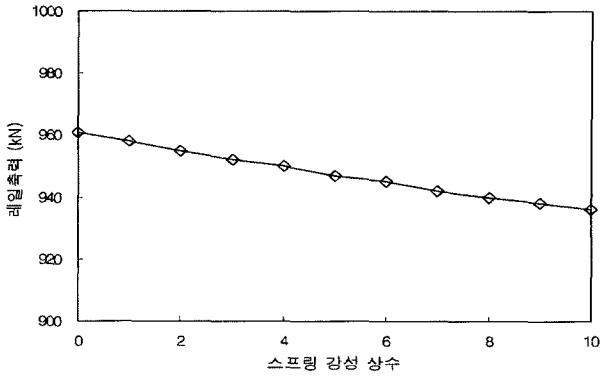
단순지지인 교량을 양단가동으로 변화시키면 같은 온도변화에 의해서 그림 15와 같이 레일축력의 변화가 발생한다. 일단고정 교량에서의 최대축력은 961kN이며, 양단 가동 교량에서는 841kN으로 12.5% 감소하였다. 양단 가동 교량에 스프링을 부착할 경우의 레일 최대축력을 스프링 강성에 따라 그림 16에 나타내었으며, 이 경우 스프링의 강성이 레일의 최대축력에 거의 영향을 미치지 않고 있다.

위의 결과를 보면 단순지지의 교량을 양단 가동으로 전환하여 온도팽창 길이를 감소시키는 것이 레일의 최대축력 저감에 크게 기여하고 있음을 알 수 있다. 그러나 가동단에 부착하는 수평스프링은 레일의 축력 저감에 크게 영향을 주지 않으며, 스프링 강성이 증가하여도 그 영향이 크게 변하지 않았다.

그러나 교량을 양단 가동으로 전화하면 지진 발생 시, 교



(a) 레일의 최대변위 변화



(b) 레일의 최대축력 변화

그림 14. 스프링 강성에 따른 일단 공정 교량에서의 레일 변위 및 축력 변화

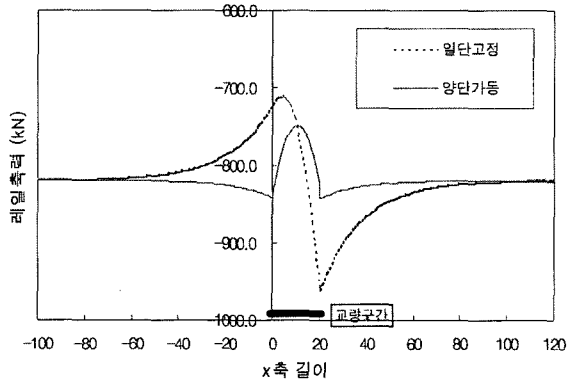


그림 15. 단순지지 및 양단가동 교량의 레일 축력

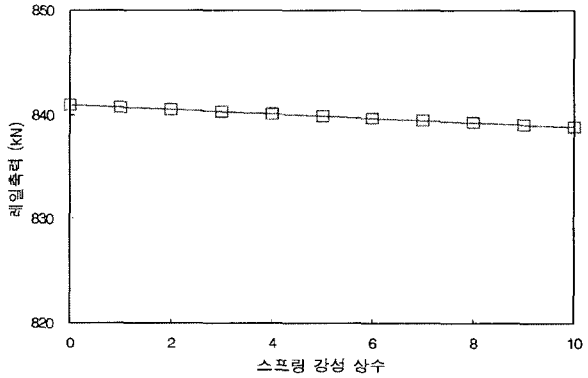


그림 16. 양단가동 교량의 스프링 강성에 따른 레일 최대축력 변화

량의 수평변위가 크게 발생하여 레일 축력에 영향을 줄 수 있다. 따라서 양단 가동 교량에 대해서는 지진에 대한 레일의 안정성을 평가하는 것이 필요하다.

6. 지진하중에 의한 교량/레일 상호작용 해석

온도하중에 의한 교량의 팽창이 레일의 축력에 영향을 주는 것과 동일하게 지진하중에 의한 교량의 변위는 레일의 축력에 영향을 줄 수 있다. 따라서 위에서 사용한 판형교에 대해서 지지조건에 따른 지진하중에 의한 레일축력 변화를 검토하고자 한다. 본 연구의 대상인 판형교는 대부분 조적식 교각을 가지고 있으며, 조적식 교각은 벽돌구조로서 지진에 의한 자체의 변형이 미미하여 본 연구에서는 교각의 변형을 고려하지 않았다. 본 연구에서 사용한 지진은 한반도에서 발생가능한 지진파로 최대가속도(PGA)가 0.154g이다.

단순지지 판형교의 경우 교각의 거동을 고려하지 않으면 교량의 지반에 대한 상대변위는 없는 것으로 가정하였다. 또한 궤도구조도 도상에 의해서 지반과 연결되어 있으므로 레일에 발생하는 축력은 지진 가속도로 인한 궤도구조의 자중에 의해서 발생하는 것이 전부이다. 이 때 교량은 궤도구조의 거동을 제어하는 역할을 하게 된다. 즉, 지진 가속도에 의해서 교량이 레일의 축력을 증가시키는 것이 아니라, 체결구에 의한 레일 거동의 제어를 통해서 레일의 축력을 감소시킨다. 단순지지 교량의 경우, 교량에 변위가 발생하지 않기 때문에 타단에 스프링을 부착하여도 해석 결과는 동일하다.

반면 양단 가동을 가진 교량은 지진 가속도가 교량에 직접 전달되지는 않지만 궤도구조를 통해서 전달된 힘으로 인한 교량의 상대 거동으로 때문에 교량이 레일의 축력 증가에 기여한다. 이러한 교량의 상호작용은 양단에 스프링을 부착하면, 스프링에 의해서 어느 정도 제어가 되므로 양단이 이상적인 롤러일 때 보다는 축력이 감소하게 된다.

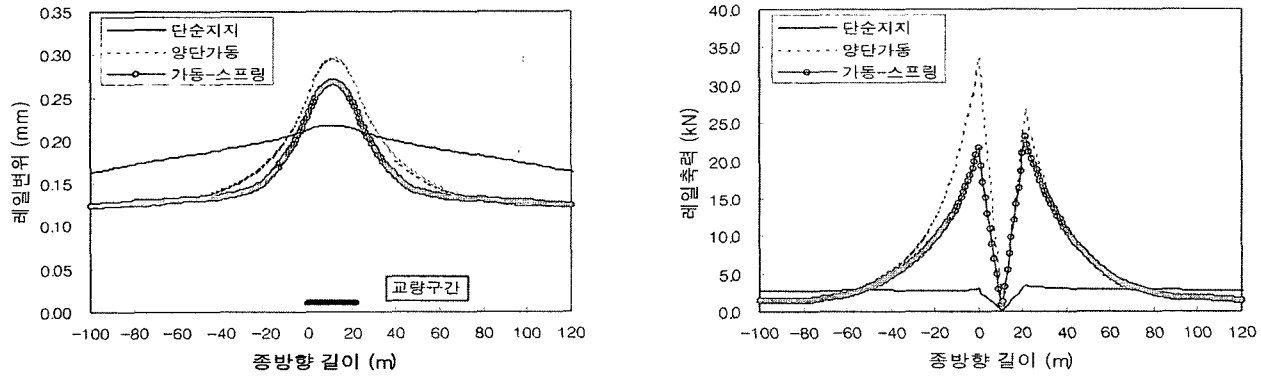
그림 17와 18에는 지지조건에 따른 단경간 및 3경간 교량에서의 레일의 변형과 축력의 분포를 나타내고 있다. 표 2에 각 경우의 최대값을 정리하였다.

표 2. 레일의 최대변형 및 축력

지지조건	단경간		3경간	
	레일변형 (mm)	레일축력 (kN)	레일변형 (mm)	레일축력 (kN)
단순지지	0.218	3.44	0.84	33.1
양단가동	0.295	33.4	2.50	131
가동스프링	0268	23.1	1.56	72.3

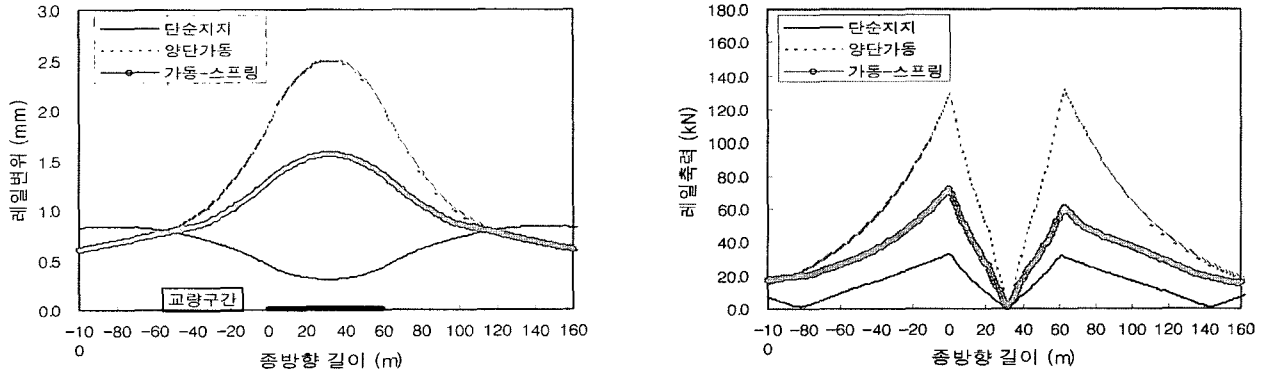
그림 17(a)와 18(a)를 보면, 교량의 지지조건을 양단가동이나 가동-스프링으로 변화하면 교량의 위치에서 레일의 변형이 증가하는 것을 볼 수 있다. 단경간에서는 단순지지에 비해 양단가동은 레일변형이 35% 증가하였고, 가동-스프링은 23% 증가하였다. 이러한 현상은 경간수가 증가하는 3경간 교량에서 더욱 크게 증가하여, 양단가동은 단순지지에 비해 9.7배의 레일변형이, 가동-스프링은 6.7배가 증가하였다.

레일축력은 단순지지의 경우는 매우 적게 발생하고 있으며, 지지조건을 양단가동이나 가동-스프링으로 변환하면 매우 크게 증가하는 것을 볼 수 있다. 특히 양단가동 및 가동-스프링에서 최대 축력이 발생하는 위치는 교량의 양단으로 온도하중에 의해서 발생하는 최대축력 위치와 동일하다. 3경간의 경우 단순지지에 비해 양단가동은 최대레일축력이 4.0배 증가하였고, 가동-스프링의 경우는 2.2배 증가하였다. 지진하중에 의한 레일축력은 전체교량길이의 중앙에서는 아주 작게 발생하는 것을 볼 수 있다. 이는 지진하중 작용시 교량에 의한 압축이 교량을 중심으로 양단으로 발생하는 것을 나타내는 것이다. 스프링의 사용에 의한 축력의 감소는 단경간 교량의 경우는 60%이며, 3경간 교량의 경우는 82%이다. 면진받침을 사용한 철도교량에서 수평방향의 강성이 지진 발생 시 레일축력 감소에 큰 효과가 있음을 보여주고 있다. 따라서 철도교량의 면진받침의 수평방향의 스프링 강성은 지진에 대한 저항성뿐 아니라 레일축력 감소효과를 고려하여 설계하여야 한다.



(a) 레일의 변형 분포 (b) 레일의 축력 분포

그림 17. 단경간 교량의 지진에 의한 레일거동



(a) 레일의 변형 분포 (b) 레일의 축력 분포

그림 18. 3경간 교량의 지진에 의한 레일거동

7. 결 론

본 연구에서는 온도하중과 지진하중에 의한 교량상 레일 축력의 변화를 설명하였다. 교량의 지지조건의 변화에 의한 레일축력의 변화를 평가하기 위하여 수학적 해법을 시도하였으며, 온도하중에 의한 단부 스프링의 레일축력에 대한 영향을 수식을 통해서 계산하여 스프링 강성의 변화에 따른 최대축력의 변화를 보여주었다.

레일의 축력은 지지조건을 단순지지에서 양단가동으로 변환하면 온도팽창 길이가 1/2로 감소하여 레일축력 저감에 큰 효과가 있다. 그러나 가동단에 스프링을 설치하는 것은 온도하중에 의한 레일축력 저감에 효과가 크지 않았다. 온도하중에 의한 레일축력을 50%로 감소시키기 위해서는 가동단의 스프링의 강성을 교량의 축강성과 동일하게 해야 하나, 이러한 스프링의 설치는 실질적으로 불가능하다.

지진하중에 의한 레일축력은 단순지지 상태에서 가장 적게 발생하며, 양단가동으로 지지조건을 변화하면 레일축력이 크게 증가하였다. 이때, 가동단의 스프링은 지진하중에 의한 레일축력의 저감에 상당히 효과적이었다.

따라서 철도교량에 면진받침을 사용할 경우에는 수평방향의 강성은 면진기능만을 고려하여 설계하는 것이 아니라, 레일축력도 고려해야 한다. EQS 면진 장치는 MER 스프링을 통해서 수평방향 탄성계수를 자유로이 조절이 가능하므로 이러한 경우 다른 면진받침에 비해 유리하다. 특히, 판형교와 같이 상부구조의 자중이 가벼운 경우에는 면진만을 고려하여 교량받침을 설계하면 수평방향 강성이 적게 되어, 지진 시 교량 상 레일보호에 취약할 수 있다.

참 고 문 헌

1. Czyczula, W., Solkowski, K., and Towpik, K. (1987). "Interaction Between CWR Track and Bridges in Longitudinal Direction," Acrchives of Civil Engineering, XLIII,
2. Ladislav, F. (1985). "Thermal interaction of long welded rails with railway bridges," Rail International, Vol. 16, No. 3, March, pp.5-24.
3. Magued, M. H. (1988). "Rail-structure interactions for short span railway and transit bridges," *Canadian Journal of Civil Engineering*, 15, pp.157-166.
4. UIC. 'Track/bridge Interaction Recommendations for Calculations,' UIC774-3, 2nd edition, October, 2001.
5. 양신추, 윤철균, 이진우. (2004). "LRB 교량받침를 사용한 교량의 장대레일 축력안정성 평가", 한국철도학회, 2004 추계학술대회 논문집.
6. 민경주, 정의하, 김영국. (2003). "경계조건에 따른 판형교 장대레일의 거동 특성", 한국철도학회, 2003 춘계학술대회 논문집, pp.356-363.
7. 최진유 외 (2002). "판형교의 보수보강 및 유도상화 기술개발", 한국철도기술연구원