한국철도학회논문집
제11권 제5호 2008년 | pp. 489-498

진동사용성을 고려한 철도교량구조물의 강성한계 분석

Estimation of Stiffness Limit for Railway Bridge Vibration Serviceability

전법규† · 김남식* · 김성일**
Bub-Gyu Jeon · Nam-Sik Kim · Sung-Il Kim

Abstract In general, deflection limit criteria of bridge design specifications have been considered based on static serviceability and structural stability. Dynamic serviceability induced from bridge vibration actually has not been included in the criteria. Thus, it is necessary for deflection limit to be considered in order to check dynamic serviceability on bridge vibration. In this study, The allowable displacement of Korea Railway Bridge Design Specifications is compared to the frequency domain comfort limit and analyzed france code and japanese code. Korea Railway Bridge Design Specifications is regulated based on the train speed. Such is because the vibration time duration is partly considered. but this criteria is not satisfied with comfort limit. and, it is estimated to be capable to provide deflection limit considering dynamic serviceability. In order to evaluate the dynamic serviceability of various types of railway bridges in current public were selected and their dynamic signals were measured. and the result of the bridge-train interaction analysis according to the changes in bridge stiffness was compared to the comfort limit to suggest the stiffness limit to the dynamic serviceability, which should conveniently be applied at the field.

Keywords : Comfort limit, Stiffness limit, Railway bridge, Vibration

요 지 일반적으로 허용처짐 기준은 정적 사용성과 구조적안전성에 그 기반을 두고 있으며 진동사용성에 대한 고려는 부족하다. 따라서 진동사용성을 고려할 수 있는 교량의 허용처짐 기준이 필요하다고 판단된다. 본 논문에서는, 한국철도교설계기준의 허용처짐기준을 주파수영역의 진동사용성 기준과 비교하였으며, 프랑스 및 일본의 철도교설계기준의 진동사용성 허용기준 또한 분석하였다. 그 결과, 한국철도교설계기준의 경우 열차의 속도에 따른 기준으로 진동지속시간이 부분적으로 고려되었지만 진동사용성은 만족하지 못하고 있는 것으로 판단되었으며, 국외 철도교설계기준의 분석결과, 진동사용성을 고려한 허용처짐기준을 제시할 수 있을 것으로 판단하였다. 공용중인 철도교량의 진동사용성을 평가하기위하여 다양한 형식의 철도교량의 진동신호를 측정하였다. 그리고, 현장에서 적용하기 편리한 진동사용성 처짐 및 강성한계를 제시하기 위하여 공용중인 교량을 대상으로 차량 교량 상호작용해석을 수행하였다.

주 요 어 : 사용성한계, 강성한계, 철도교량, 진동

1. 서 론

일반적으로 구조물의 진동분석기법은 구조물의 안전성 또는 건전성을 평가하기 위한 수단으로 활용되어 왔다. 그러나 구조적으로 특별한 문제가 없더라도 경우에 따라서는 설계나 유지관리 시 구조물의 진동사용성(dynamic serviceability)을 고려하여야 하는 경우가 발생한다. 특히 고속철도 교량구조물의 경우에는 승객에게 진동으로 인하여 심한 불쾌감을 느끼게 할 수 있다. 현재 국내 철도교설계기준(2004)[1]의 경우 열차 통행속도에 따라서 허용 처짐값을 제한하고 있고 KTX경부선의 경우 프랑스 철도교설계기준의 일부를 적용하고 있지만 진동사용성에 대한 고려는 부족하다. 이로 인하여 현재의 철도교량은 진동사용성을 만족하지못하거나, 반대로 너무 엄격한 규정으로 인하여 경제적인 교량구조물 설계를 방해하는 요인이 될 수도 있다. 따라서 철도교량구조물의 진동사용성 측면에서의 현실적인 평가방법과 기준을 마련할 필요가 있다.

† 책임저자 : 부산대학교, 토목공학과, 박사과정
E-mail : bkjeon79@yahoo.co.kr
TEL : (051)510-2189 FAX : (051)513-9596
* 교신저자 : 부산대학교, 사회환경시스템공학부, 부교수
** 정회원, 한국철도기술연구원, 철도구조물연구실, 선임연구원

인체에 미치는 진동사용성 기준은 크게 주파수영역의 기준과 시간영역의 기준으로 나눌 수 있다. 주파수영역의 진동사용성 기준은 진동신호의 파동(fluctuation)이 심하고 불규칙적일경우에 적절하지 않고 ISO 2631[2]에서 제시한 RMS(root mean square) 및 RMQ(root mean quad)는 진동신호의 변동성이 큰 경우에는 최대값을 적절하게 반영하기가 곤란한 것으로 판단되어 교량구조물에서의 진동사용성 평가는 진동지속시간을 고려할 수 있는 기준을 적용하는 것이 타당하다는 연구결과가 제시되었다

본 논문은 진동지속시간에 따른 국내 교량설계기준의 허용가속도 성분의 분석과 국외 철도교설계기준들의 진동사용성 평가기준 조사 및 이론적 배경분석을 통하여 진동사용성을 고려한 철도교 허용처짐기준을 제안하기 위한 연구방향을 제시하였으며 공용중인 철도교량의 진동사용성분석 및 차량-교량 이동하중해석을 수행하여 진동사용성과 강성한계와의 상관관계를 분석하였다.

2. 진동사용성 기준

2.1 주파수영역의 진동사용성 기준

인체진동영향에 대한 최초의 연구는 1930년대 Reiher와 Meister(1935)의 허용곡선으로서, 5~70Hz 사이의 수직 및 수평진동에 대해서 인체실험을 수행하여 얻어진 것이다[3]. 실험결과로부터, 저주파수 진동성분에 대해서는 속도가 인체에 민감하게 반응하며 고주파수성분에 대해서는 변위가 인체에 민감한 것으로 증명되었다. 독일의 DIN 4150(1951)은 Reiher와 Meister 허용곡선을 기준으로 사용하였다[4]. 또한 최초의 주파수성분에 따른 진동사용성 기준의 제안은 Zeller(1956)로서, 인체에 작용하는 주파수 성분에 따라 가속도 크기로 표현되는 사용성한계를 제시하였다. Dieckmann (1957)[5]은 진동사용성에 미치는 가장 큰 영향인자가 주파수라는 것을 입증하였다.

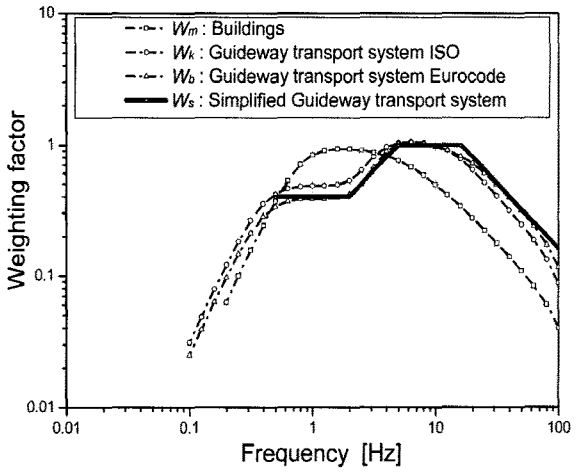


Fig. 1. Frequency weighting filter

인체에 미치는 진동영향을 평가하기 위하여 많은 연구자들에 의해서 주파수성분에 따른 가중치(weighting factor)의 결정에 대한 접근이 이루어졌다. Fig. 1의 frequency weighting filter는 대략 5~16Hz 사이에서 인체에 가장 영향을 크게 주며 이외의 구간에서는 상대적으로 가중치가 감소하는 것을 의미한다. 1975년 ISO에 의해서 처음으로 채택된 frequency weighting filter는 현재 BS 6841[6], ISO 2631, DIN 8041 등에서 진동사용성 평가에 적용하도록 규정하고 있으며, 본 논문에서도 측정된 가속도 신호에 Fig. 1의 Ws를 적용하여 평가하였다.

2.2 시간영역의 진동사용성 기준

일반적으로 구조물에서 계측된 진동 가속도신호의 크기는 최대값으로 정의할 수 있다. 그러나 진동신호가 복잡한 경우에는 최대값이 그 진동신호를 대표하기에 부적절함으로 평균의 개념인 RMS값으로 대신한다[7]. 식 (1)의 RMS값은 일반적으로 진동사용성을 평가하기에 적절한 대푯값으로 증명되어 있다.

ISO 2631의 진동사용성 평가기준은 인체진동실험을 통하여 인체가 불편함을 느끼는 기준을 0.8m/s^{2}으로 정의하고 있다.

$$RMS = \sqrt[2]{\frac{1}{T}\int a_w^2(t)dt} \quad \text{Crest Fector} \le 9, \ \text{Unit} = \text{m/s}^2 \qquad (1)$$

그러나 Handbook of Human Vibration에 의하면 진동신호의 변동이 큰 경우에는 최대값을 적절하게 반영하기가 곤란하며, 또한 서로 다른 진동지속시간을 비교하는 경우에는 RMS값을 사용하기가 적절하지 못하다. 따라서 ISO 2631에서는 crest factor가 9 이하인 경우에 사용하도록 규정하고 있다. 진동신호의 변동이 큰 경우에는 최대값의 영향을 충분히 고려하기 위하여 RMQ값을 사용할 수 있다. 식 (2)의 RMQ값은 RMS값에 비하여 최대값의 비중을 크게 함으로서 불규칙한 진동신호의 대표값을 보다 적절하게 유도할 수 있다. 따라서 crest factor가 9보다 큰 경우에 사용하는 것이 바람직하다.

$$RMQ = \sqrt[4]{\frac{1}{T}\int a_w^4(t)dt} \quad \text{Crest Fector} \ge 9, \ \text{Unit} = \text{m/s}^2 \qquad (2)$$

서로 다른 진동신호의 지속시간이 다른 경우에는 RMS값이나 RMQ값은 진동이 지속되는 전체시간에 대한 평균개념으로 계산되기 때문에 진동지속시간에 따른 사용성을 평가하기에 적절하지 않을 수 있으며, 진동이 임의의 최대치를 가질 경우는 그리 적절하지 못하다. 이러한 경우에 식

(3)과 같은 VDV(vibration dose value)를 사용함으로서 진동지속시간에 따른 진동사용성 평가를 가능하게 한다. 따라서 진동신호의 시작점을 정의하기 어려운 경우나 crest factor가 상당히 큰 경우에 VDV를 사용하는 것이 바람직하다. 현재 ISO와 BS기준에서 VDV를 진동사용성 평가를 위한 지표로 포함시키고 있다. VDV의 단위는 $m/s^{1.75}$이며 crest factor는 식 (4)와 같다.

$$VDV = \sqrt[4]{\int_0^T a_w^4(t)dt}, \ \text{Unit}=m/s^{1.75} \tag{3}$$

$$Crest\ Factor = \frac{Peak\ value}{Weighted\ RMS\ vales} \tag{4}$$

앞서 열거한 RMS값, RMQ값, VDV를 서로 비교하기 위하여 진동신호를 조화운동으로 가정한다면 다음의 식 (5)와 (6)으로 정의할 수 있다. 결국 VDV는 진동의 지속시간이 길어짐에 따라서 증가하는 값을 나타낸다. 다음의 Table 2는 진동지속시간이 고려된 진동사용성 기준을 정리한 것이다.

$$a_{rms,w} = |a_w|_{\max}/\sqrt{2} \tag{5}$$

$$VDV = a_{rms,w}\sqrt[4]{1.5T} = a_{rmq,w}\sqrt[4]{T} \tag{6}$$

교량구조물의 진동사용성 분석에서는 진동지속시간에 따라 인체가 느끼는 진동사용성의 정도가 변하는 것에 착안하여 Fig. 2와 같이 VDV를 사용하여 진동지속시간을 고려한 교량구조물의 진동사용성 기준을 제시하였다.

ISO2631의 진동사용성 기준인 $0.8m/s^2$을 식 (6)을 사용하여 VDV로 변환시키면 $1.05m/s^{1.75}$이 되고 RMQ는 $0.89 m/s^2$이 된다. Fig. 2의 2~32초 구간에 VDV를 적용시키고, 상한값과 하한값은 ISO2631의 진동사용성 기준을 적용하여 각각 $0.89m/s^2$와 $0.44m/s^2$으로 하였다. 이를 그래프로 나타내면 Fig. 6과 같다[8].

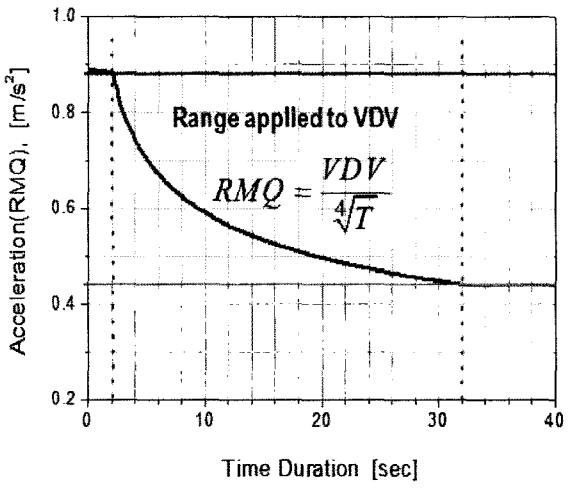


Fig. 2. Bridge comfort limit considering serviceability due to bridge vibration

3. 교량설계기준의 허용처짐기준 분석

앞 장에서 정리한 진동사용성 기준을 철도교량구조물을 대상으로 타당성을 검증하기 위하여, 현재 국내에서 적용되고 있는 철도교설계기준(2004)의 허용처짐 규정과 국외의 철도설계기준을 이용하였다. 교량구조물에 대한 진동사용성 기준이 미흡한 국내실정에서 진동사용성을 고려한 허용처짐 기준(안)을 제시하기 위한 선행연구가 필요하다. 이러한 목적으로 국내 교량설계기준에서 정의된 허용처짐값을 기존 진동사용성 기준에 맞추어 비교분석하였다. 진동지속시간과 가속도성분의 진동사용성 기준이 적용된 프랑스 철도교설계기준과 교량구조물의 진동사용성문제는 순간적인 승차감의 문제로 판단하여 차량-교량 상호작용해석을 통해 차체의 진동가속도를 지표로 하여 진동신호의 최대값으로 판단하는 일본의 진동사용성 기준을 분석하여 진동사용성이 고려된 허용처짐기준을 제시하기 위한 연구를 진행하였다.

3.1 철도교설계기준의 허용처짐기준 분석

Table 1은 현재 철도교설계기준(2004)에서 적용하고 있는 허용처짐값을 정리한 것으로 열차의 주행속도에 따라서 허용처짐 규정을 구분하였다. 이것은 열차의 통과속도(V)와 교량의 경간길이(L)에 의해서 결정되는 차량이 교량을 통과하므로써 발생되는 교량의 진동지속시간을 부분적으로 고려하여 진동사용성을 규정하고자 하는 의미를 포함하고 있다. 또한 열차의 주행속도가 증가함에 따라서 열차주행 안정성을 높이며 공진의 가능성을 배제하기 위하여 더욱 엄격한 허용처짐기준을 적용하고 있다.

Table 1. Korea Railway Bridge Design Specifications (2004)

Velocity \ Span Length	$0<L<50$m	$L\geq 50$m
V≤120km/h	$\delta_{max}=L/800$	$\delta_{max}=L/700$
120km/h<V≤150km/h	$\delta_{max}=L/1100$	$\delta_{max}=L/900$
150km/h<V≤200km/h	$\delta_{max}=L/1600$	
High-speed railway	$\delta_{max}=L/1700$	

Table 2는 허용처짐값을 기준으로 인체진동영향을 고려한 동적변위(frequency weighted dynamic displacement)의 계산절차를 정리한 것이다. 여기서 고유진동수는 교량의 경간길이 L로부터 근사적으로 얻었으며[9], 진동사용성 평가를 위한 동적변위는 허용처짐값에 충격계수를 곱해서 구하였

Table 2. Frequency weighted dynamic displacement

Impact factor	Natural frequency	Dynamic displacement	Frequency weighted dynamic displacement
$I=\frac{15}{40+L}\leq 0.3$	$f(Hz)\approx\frac{100}{L}$	$\delta_{dynamic}=\delta_{\max}\times I$	$\delta_{dynamic,w}=\delta_{dynamic}\times W_s$

다. 최종적으로 인체진동영향을 고려한 동적변위는 얻어진 동적변위에 frequency weighting filter를 곱하여 얻을 수 있다.

Table 3. Transfer functions (In harmonic motion)

	Displacement(x)	Velocity(v)	Acceleration(a)
Displacement(x)	$x=x$	$x=v/2\pi f$	$x=a/(2\pi f)^2$
Velocity(v)	$v=2\pi f x$	$v=v$	$v=a/2\pi f$
Acceleration (a)	$a=(2\pi f)^2 x$	$a=2\pi f v$	$a=a$

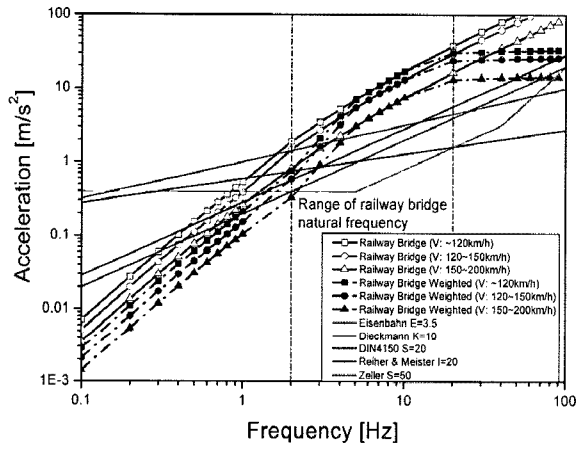


Fig. 3. Comparison of comfort limit with allowable deflection limit (acceleration)

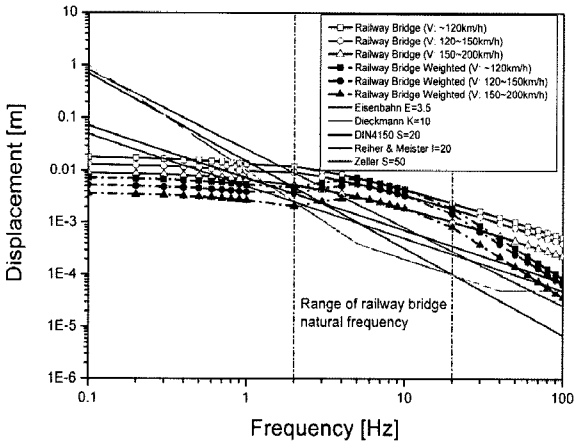


Fig. 4. Comparison of comfort limit with allowable deflection limit (displacement)

주파수성분에 따른 진동사용성 기준(frequency-dependent comfort limit)과 철도교설계기준(2004)의 허용처짐값으로부터 계산된 가속도, 변위성분과의 비교는 Fig. 3, Fig. 4와 같다. 여기서 허용처짐값으로부터 계산된 가속도, 속도, 변위성분은 frequency weighting filter가 적용된 경우와 적용되지 않은 경우로 구분되며, 교량의 진동신호는 조화운동을 하는 것으로 가정하여 Table 3을 이용하여 계산한 것이다.

Fig. 3 및 Fig. 4는 주파수영역의 진동사용성 기준과 철도교설계기준의 허용처짐값을 기준으로 계산한 허용가속도 성분, 변위성분을 비교한 것으로 진동신호가 조화운동을 하는 것으로 가정한 상태에서, 허용처짐값의 동적 가속도성분, 변위성분을 계산한 것이다.

Fig. 3과같이 가속도성분을 진동사용성 기준과 비교하면, 교량구조물의 고유진동수가 2~20Hz 구간에서 사용성한계를 초과하고 있다.

Fig. 4의 동적 허용 변위성분에 대한 비교에서도 교량구조물의 고유진동수가 2Hz 이상에서 사용성한계를 초과하고 있다. 그러나 고유진동수가 낮은 구간에서는 오히려 엄격한 처짐기준이 적용되고 있는 것으로 판단된다.

3.2 프랑스 철도교설계기준의 강성한계 분석

다음의 Fig. 5는 프랑스 철도교(플레이트거더교)의 설계기준으로서, 여기서 허용처짐 규정은 구조적인 안정성과 더불어 진동사용성을 고려함으로서 열차승객의 승차감을 고려한 것이다. Fig. 5의 프랑스 기준은 교량 상부구조물의 강성한계(stiffness limit)를 δ/L로 규정하고 있다. Table 4는 프랑스의 철도교 진동사용성 기준이다.

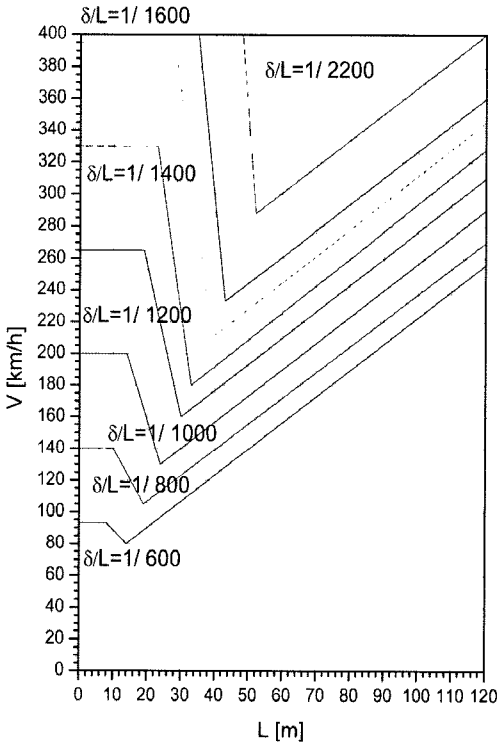
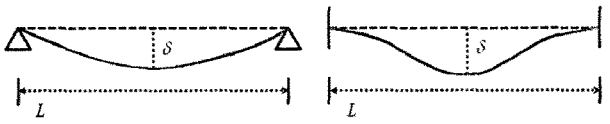


Fig. 5. France code

Table 4. Levels of comfort from Fracne code

Level of comfort	Peak acceleration
Good	2.0 m/s^2
Acceptable	1.3 m/s^2
Excellent	1.0 m/s^2



(a) Single span (b) Continuous span

Fig. 6. Different deflection shapes

교량의 강성과 열차속도와 경간길이에 대한 함수관계를 알아보기 위하여 Fig. 6과 같은 간단한 교량모델을 대상으로 하여 강성한계를 유도해 보았다. 교량은 무한 강성을 가지며 차량에 의한 이동하중은 stiff mass로 가정하였고 단경간교량의 처짐은 사인파(Sine Wave)로, 연속교의 경우에는 하버사인파(haversine wave)로 가정하였으며 차량과 교량사이의 상호작용은 고려하지 않았다. 각 교량모델에 대하여 Table 5와 같이 전개할 수 있다.

Bruggers는 열차종류에 따른 하중연구를 통하여 고속승객열차의 하중(passenger train weights)은 한계하중열차(heavy transport trains)의 40%에 지나지 않는다고 가정하여 식 (7)과 같이 정리하였다[10]. 여기서, δ_u는 한계하중열차에 의한 처짐이고 δ는 고속승객열차하중에 의한 처짐이다.

$$\lambda\delta_u \approx \delta$$
$$\lambda = 0.4 \tag{7}$$

프랑스 철도교설계기준의 강성한계 C는 다음과 같이 정리될 수 있다.

$$a = \pi^2 \frac{v_x^2}{L^2}\delta \tag{8}$$

$$\frac{1}{\delta} = \frac{\pi^2 v_x^2}{aL^2} \tag{9}$$

식 (8)의 수직최고 가속도를 식 (9)와같이 변위에 대해서 정리한 후 고속승객열차에 대해서 전개하기위해 식 (7)을 대입하게 되면 δ는 $\lambda\delta$이 되고, 강성한계 C는 교량길이와 처짐과의 함수이므로 식 (10)과 식 (11)로 정리할 수 있다.

$$\frac{1}{\delta} = \lambda\frac{\pi^2 v_x^2}{aL^2} \tag{10}$$

$$C = \frac{L}{\delta} = \lambda\frac{\pi^2 v_x^2}{aL} \tag{11}$$

단경간과 연속경간일 경우의 강성 한계의 차이는 2를 곱한것과 그렇지 않은 것으로, 위 풀이에서 단경간일 경우는 식 (12), 연속교일 경우, 식 (13)으로 나타날 수 있다. 이러한 단순한 교량-차량 모델을 이용한 해석은 교량의 열차의 통과속도, 허용 수직가속도, 교량의 길이를 이용하여 그 교량의 진동사용성 강성 한계를 정리하였다.

$$C_c = \frac{L}{\delta} = 2\lambda\frac{v_x^2\pi^2}{a_{z,\max}L} \tag{12}$$

Table 5. Stiffness parameter

	Single span	Continuous span
Displacement	$z = -\frac{\delta}{2}\left(1-\cos\left(\frac{2\pi}{L}x\right)\right)$	$z = -\delta\sin\left(\frac{\pi}{L}x\right)$
Horizontal position	$x = v_x t$	
Vertical position	$z = -\frac{\delta}{2}\left(1-\cos\left(\frac{2\pi}{L}v_x t\right)\right)$	$z = -\delta\sin\left(\frac{\pi}{L}v_x t\right)$
Vertical velocity	$v_z = \frac{dz}{dt} = \pi\frac{v_x}{L}\delta\sin\left(\frac{2\pi}{L}v_x t\right)$	$v_z = \frac{dz}{dt} = -\pi\left(\frac{v_x}{L}\right)\delta\cos\left(\frac{\pi}{L}v_x t\right)$
Vertical acceleration	$a_z = \frac{d^2z}{dt^2} = 2\pi^2\left(\frac{v_x}{L}\right)^2\delta\cos\left(\frac{2\pi}{L}v_x t\right)$	$a_z = \frac{d^2z}{dt^2} = \pi^2\left(\frac{v_x}{L}\right)^2\delta\sin\left(\frac{\pi}{L}v_x t\right)$
Maximum acceleration	$a_{z,con} = 2\pi^2\left(\frac{v_x}{L}\right)^2\delta$	$a_{z,\sin} = \pi^2\left(\frac{v_x}{L}\right)^2\delta$
C	$\frac{1}{C} = \frac{\delta}{L}$	
Stiffness parameter	$C_c = \frac{L}{\delta} = 2\lambda\frac{v_x^2\pi^2}{a_{\max}L}$	$C_s = \frac{L}{\delta} = \lambda\frac{v_x^2\pi^2}{a_{\max}L}$

$$C_s = \frac{L}{\delta} = \lambda \frac{v_x^2 \pi^2}{a_{z,\max} L} \tag{13}$$

Fig. 7은 식 (12)를 사용하여 프랑스 철도교 기준에서 가장 낮은 C값 600 및 800과 프랑스 철도교 진동사용성 가속도 기준인 1.0m/s^{2}을 사용하여 그래프로 나타낸 것이다. 유도된 강성 파라미터는 프랑스 철도교 기준과 유사한 형태의 곡선으로 나타나지만 열차의 주행안정성과 차량-교량 상호작용이 고려되지 않은 관계로 프랑스 철도교 기준과의 차이가 생긴 것으로 판단된다.

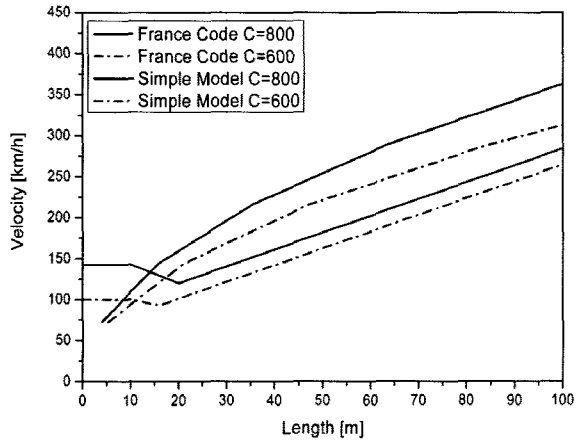


Fig. 7. Stiffness for continuous span ($a_{\max}$=1.0m/s^2)

프랑스 철도교설계기준은 열차속도와 경간길이에 대한 함수관계를 이루며, 다경간 및 단순교량에 대해서 프랑스 철도교 진동사용성 기준인 1.0m/s^{2}의 차체 수직가속도를 기준으로 계산된 것이다. 결국 열차속도와 교량의 경간 길이에 의해서 승객에게 전달되는 진동지속시간과 1.0m/s^{2}의 진동사용성 기준이 적용된 강성한계를 제시한 것임을 알 수 있다.

3.3 일본 철도교의 진동사용성 허용기준 분석

일본철도종합연구소(RTRI)는 철도차량 진동의 정점은 궤도 구조물의 변형형상에 의존해서 발생하고 있으며, 진동발생지점을 특정할 수 있는 점, 륜축에 의한 입력값과 진동의 상관성을 고려할 수 있는 점, 동일지점에서의 재현성이 지극히 높은 점 등에서 항공기나 선박등의 진동과 다르다고 판단하였다. 따라서 일정시간 승차하였을 때의 진동사용성이 아니라 개개의 지점에서의 순간적인 진동사용성인 지점승차감 지표로서 Janeway가 1948년에 제안한 자동차용 진동사용성 기준을 참고로 하여 고속열차에 대한 진동사용성 기준을 검토하였다. 또한, ISO의 frequency weighting filter는 장시간 노출을 전제로 정한 것으로 교량에서의 주파수에 관한 진동사용성 기준은 단발의 진동가속도에 대해서 정해진 Janeway의 기준을 이용하는 것이 타당하다고 판단하고 있다. 그리고, 교량을 통과하는 차체의 최대 수직진동가속도를 조사지표로 하며 차량과 교량구조물 전체를 모델화하여 동적상호작용해석에 의해 평가하는 것을 원칙으로 하고 있다[11].

Fig. 8은 일본국철에서 사용중인 승차감 기준으로 1963년에 독자적인 실험결과를 반영시켜 철도교량용 승차감 기준을 작성하여 한계값으로서 1.5를 사용하여왔다. 그러나 260km/h이상의 고속열차 주행안정성을 위한 신칸센 열차동요가속도 기준값과 비교하였을 때 저주파성분에서 엄격하지 않고 Table 6의 열차동요가속도 기준과의 정합이 성립하지 않아 2006년 저주파성분 구간에서 1.5에서 1.0으로 Janeway의 지점승차감 계수를 변경하였다. 교량의 스팬길이는 교량의 고유진동수와 차량의 통과속도와의 비에 의하여 결정된 것으로 판단된다.

Table 6. Sinkansen train oscillation limit

	Acceleration [g]	처치
First limit	0.45	Crawl, Emergency maintenance
Second limit	0.35	Maintenance by next measurement day
Third limit	0.25	Measurement if necessary

이 기준은 짧은 진동지속시간을 가지는 신호를 평가하기 위한 주파수성분에 따른 진동사용성 기준이며, 저주파수 성분에서 허용가속도 값이 크고 1Hz를 기점으로 점차 감소하는 경향을 나타내고 있다. 모든 기준이 전 주파수에 걸쳐 일정값을 가지는 신칸센열차동요가속도 기준값에서 제3한계에 해당하는 기준과 비교해 보았을 때 고유진동수가

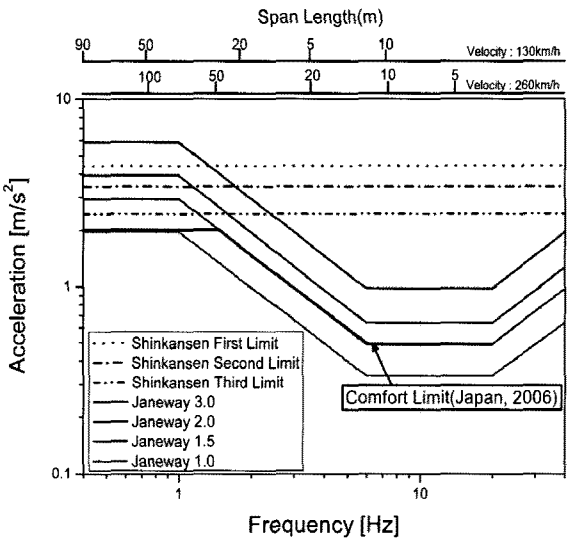


Fig. 8. Japanese comfort limit

3Hz를 초과하게 되면 어떠한 Janeway기준을 적용하더라도 만족하는 값을 가지는 것을 알 수 있다[12].

3장의 연구를 통하여 국내의 철도교설계기준은 대부분의 교량구조물이 가지는 고유진동수 구간에서 기존의 진동사용성 평가기준을 초과하고 있음을 알 수 있었다. 따라서 새로운 허용처짐기준의 필요성을 제시하였으며 프랑스 철도교의 강성한계와 일본 철도교의 진동사용성 허용기준의 이론적 배경 분석을 통해 차량-교량상호작용해석을 이용한 transfer-function을 제시하고 이를 바탕으로 진동지속시간과 진동사용성을 고려할 수 있는 철도교량구조물의 허용처짐기준의 제시가 가능할 것으로 판단된다.

4. 공용중인 철도교량의 가속도 신호 측정

교량의 진동사용성 평가를 위해 현재 공용 중인 철도교량의 가속도신호를 측정 하였다. 교량의 진동은 거더의 중앙부에 가속도센서를 설치하여 인체의 안락함에 지배적인 영향을 미치는 수직방향의 가속도신호를 측정하였다. 가속도 신호는 ICP Type의 가속도센서 1채널을 수직방향으로 설치하였다. Table 7은 진동측정 대상교량의 세부사항이다.

Table 7. Bridge structures descript

대상교량	위치	경간길이 (m)	구조형식
Urban railway bridge 1	부산지하철 1호선 온천장역↔부산대학교역 구간	35	Steel box girder
Urban railway bridge 2	부산지하철 3호선 강서체육공원역↔ 강서구청역 구간	50	Steel box girder
Railway bridge 1	경부선 전동↔ 서창 구간 조천천교	28.5	PF beam
Railway bridge 2	장항선 온양온천↔ 신창 구간 방축고가교	25	PSC girder
High-speed railway bridge 1	경부고속철도 대전 ↔김천구간 174km지점 이원교	40	Twin I-shaped steel plate girder
High-speed railway bridge 2	경부고속철도 대전 ↔김천구간 77km지점 지탄교	50	Twin I-shaped steel plate girder
High-speed railway bridge 3	경부고속철도 천안안산↔대전 구간 연제교	40	PSC box

대상은 각 형식의 철도교량을 임의로 선정하여 각각 수회의 진동측정을 실행 하였다. 도시철도교량은 부산지하철 1,3호선의 강박스 교량 두 곳을 대상으로 하였고, 일반철도교량 및 고속철도교량은 한국철도기술연구원(KRRI)의 지원을 받아 측정하였다.

5. 공용중인 철도교량의 진동사용성 평가

주파수영역의 진동사용성 기준은 철도교량과 같이 진동지속시간이 비교적 짧고 불규칙적인 진동신호를 분석하는 것에 적절하지 않고 ISO 2631에서 제시한 RMS는 진동신호의 변동성이 큰 경우에는 최대값을 적절하게 반영하기가 곤란하며, 진동지속시간을 고려할 수 없다고 판단하였다. 따라서 본 논문에서는 철도교량의 진동사용성을 평가하기 위해 ISO기준과 진동지속시간을 고려한 교량구조물의 진동사용성 기준을 사용하였다. 각 교량에서 얻어진 가속도 신호 중 열차가 교량을 통과하는 구간을 대상으로 하여 frequency weighting filter를 적용한 후 진동지속시간에 따른 VDV를 구하였다. 진동지속시간에 따른 VDV를 식 (6)을 이용하여 RMQ로 변환한 후 진동지속시간을 고려한 교량구조물의 진동사용성 기준에 비교하여 진동사용성을 평가하였다.

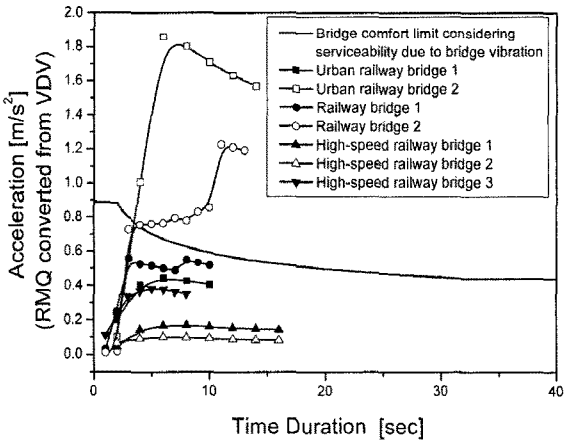


Fig. 9. Comparison of comfort limit that considered the vibration time duration with WVDV

Crest factor가 9 이하인 작은 진동수준에 대해서는 RMS 값을 기준으로 진동사용성을 평가할 수 있으나, 간헐적으로 발생하는 충격과 같이 진동의 파동이 큰 경우에는 높은 crest factor를 갖기 때문에 RMS값 보다는 RMQ값 혹은 VDV를 사용하는 것이 바람직하다. ISO 2631에서 제시하고 있는 진동사용성 평가기준인 0.8m/s^{2}에 대해 crest factor를 고려하여 각각 RMS 및 RMQ값을 사용하여 비교하였을 때, 도시철도교량 2와 일반철도교량 2의 경우 진동사용성한계를 초과한 값을 나타내고 있음을 Fig. 9와 Table 8을 통해서 알 수 있다. 하지만 이 결과는 교량의 진동을 평가한 것으로 차량내부의 승객이 느끼는 진동을 대표한다고

Table 8. Frequency weighted signal

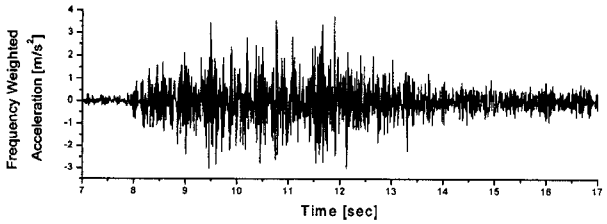
Name / Value	Urban railway bridge 1	Urban railway bridge 2	Railway bridge 1	Railway bridge 2	High speed railway bridge 1	High speed railway bridge 2	High speed railway bridge 3
WRMS(m/s^2)	0.26	0.52	0.31	0.55	0.09	0.05	0.27
WRMQ(m/s^2)	0.48	1.20	0.52	1.19	0.14	0.08	0.35
WVDV($m/s^{1.75}$)	1.22	4.29	0.92	2.25	0.28	0.16	0.59
Crest factor	15.62	25.69	5.45	24.25	12.80	39.00	1.17

볼 수 없다. 따라서, 차후 차량-교량진동전달특성에 대한 연구를 통하여 차량내부의 진동을 유추 할수 있을 경우 보다 완성도 높은 연구결과를 제시할 수 있을것으로 판단된다.

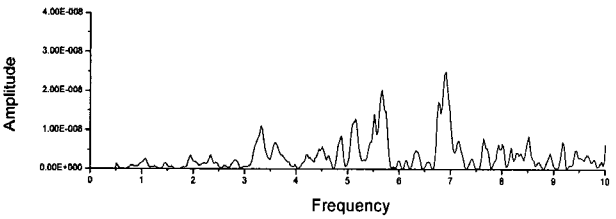
6. 이동하중 해석 및 진동사용성 평가

단경간 PSC거더교인 고속철도교량3과 3경간 연속 강박스 교량인 도시철도교량2을 대상으로 한국철도기술연구원에서 사용중인 차량-교량상호작용 해석프로그램으로 수치해석을 수행하였다[13]. 열차하중은 공용중인 열차하중을 moving load series로 이상화 하였으며, 교량은 frame모델을 사용하였다.

Fig. 10은 도시철도교량2의 경간중앙 강박스 내부에서 측정된 신호이고 Fig. 11은 차량-교량 이동하중해석을 통하여 추정된 동일한 교량에서의 같은 위치의 신호로써 실측된 신호와 유사한 고유진동수를 확인할 수 있다. 하지만 노면조도등에 의한 노이즈와 실제 차량의 감쇠특성등이 고려되지 않았고, 3경간 연속교량으로 정확한 가속도 값을 구하는 것에 한계가 있어 해석결과 실측값과 차이가 있는 가속도응답이 얻어졌다.

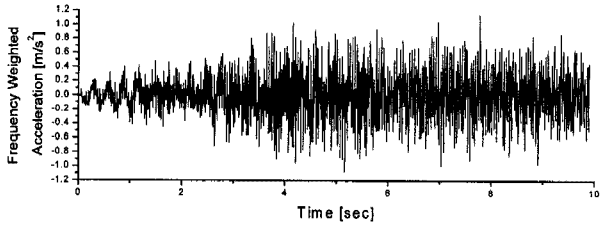


(a) Weighted acceleration signal(midspan)

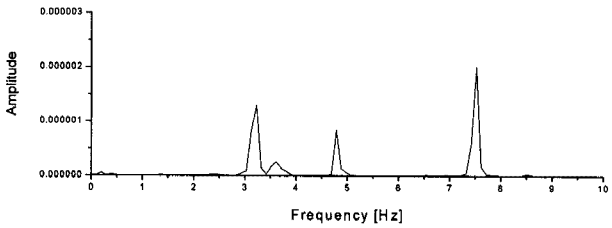


(b) Power spectrum density function

Fig. 10. Measurement of dynamic signals on urban railway bridge 2



(a) Weighted acceleration signal(midspan)



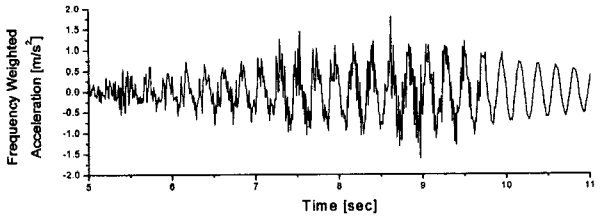
(b) Power spectrum density function

Fig. 11. Bridge-train interaction analysis signals of urban railway bridge 2

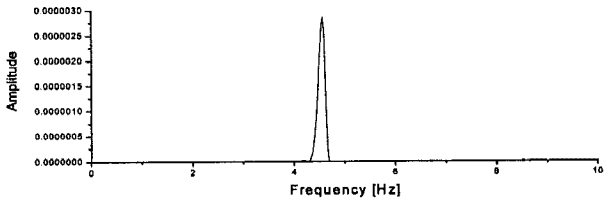
Fig. 12는 고속철도교량3의 중앙경간 하부에서 측정된 가속도 신호와 PSD(Power Spectrum Density Function), 변위 신호이다. 고속철도교량3의 경우 비교적 응답을 유추하기 편리한 단경간 교량이고, 열차의 가진진동수와 교량의 고유진동수가 일치하여 공진이 일어나 깨끗한 진동신호를 측정할 수 있었다. Fig. 13의 해석으로 추정된 신호들과 비교하였을 때 상당히 유사한 응답이 구해졌음을 확인 할 수 있다.

Fig. 14는 교량의 강성변화에 따른 이동하중해석으로 추정된 가속도신호를 진동지속시간을 고려한 진동사용성 기준으로 평가한 것이다. 고속철도교량3의 경우 열차에 의한 가진진동과 교량의 고유진동수가 일치하여 공진이 발생한 까닭에 가속도 성분으로 평가한 진동은 진동사용성 기준에 상당히 근접하여 있으며, 도시철도교량2는 만족스러운 결과를 나타내고 있다.

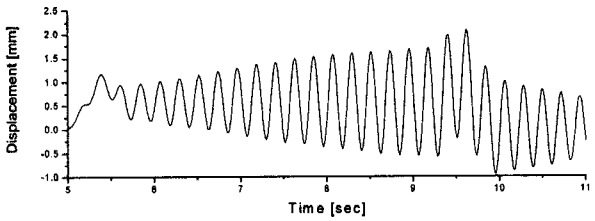
변위와 강성의 관계에서도 Fig. 15에서와 같이 두 교량의 경우 모두 허용처짐을 만족함을 알 수 있다. 공용하중으로 해석한 것으로 두교량 모두 허용처짐과 상당한 차이를 나타내고 있으며, 고속철도교량3의 경우는 진동사용성평



(a) Weighted acceleration signal(Midspan)

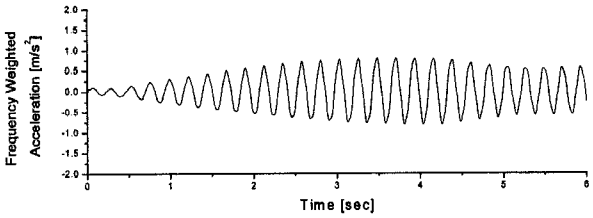


(b) Power spectrum density function

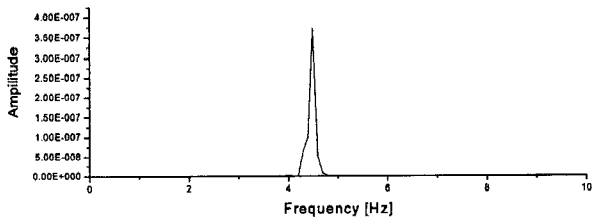


(c) Displacement signal

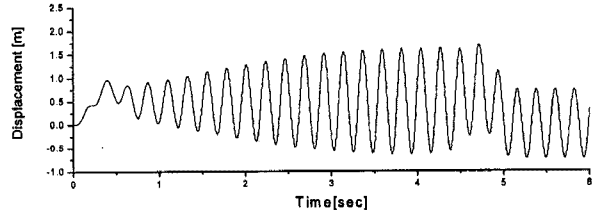
Fig. 12. Measurement of dynamic signals on high-speed railway bridge 3



(a) Weighted acceleration signal(Midspan)



(b) Power spectrum density function



(c) Displacement signal

Fig. 13. Bridge-train interaction analysis signals of high-speed railway bridge 3

가에서의 기준에 근접한 합격과는 달리 상당한 차이를 나타내며 허용처짐을 만족하고 있다. 하지만 이 결과는 교량

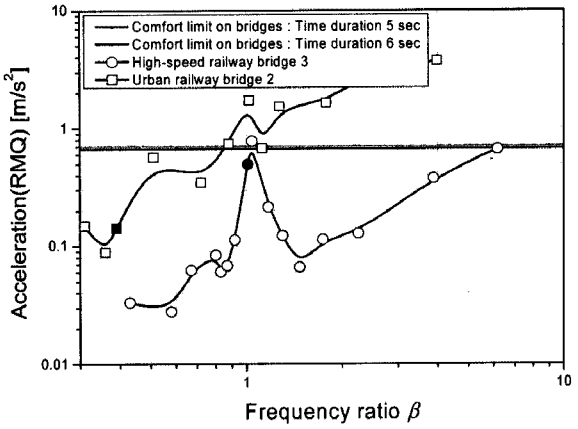


Fig. 14. Comparison of comfort limit with acceleration response

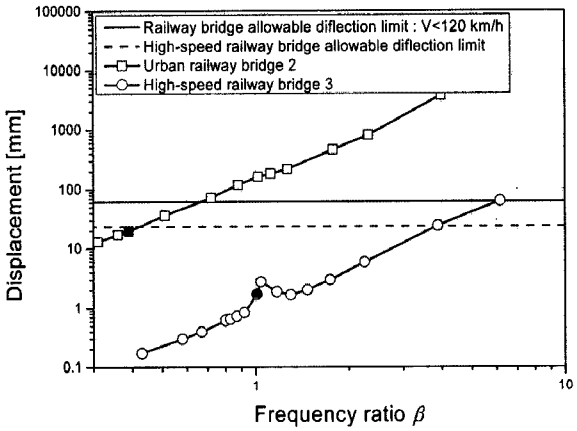


Fig. 15. Comparison of comfort limit with displacement response

에서의 진동을 대상으로 한 것으로 차량내부의 승객이 느끼는 진동사용성을 대표한다고 볼 수는 없다. Fig. 14과 15에서 x축의 β는 열차의 가진진동(beating frequency)과 교량의 고유진동수의 비이다. 열차의 가진진동은 식 (14)와 같다. 여기서 L은 열차차량의 축간거리를 나타낸다.

$$\Omega = \frac{V}{L}(Hz) \tag{14}$$

7. 결 론

주파수영역의 진동사용성 기준은 철도교량과 같이 진동지속시간이 비교적 짧고 불규칙적인 진동신호를 분석하는 것에 적절하지 않고 RMS는 진동신호의 변동성이 큰 경우에는 최대값을 적절하게 반영하기가 곤란하며, 진동지속시간을 고려할 수 없다고 판단하였다. 따라서 본 논문에서는 철도교량의 진동사용성을 평가하기 위해 진동지속시간을 고려한 교량구조물의 진동사용성 기준을 사용하였다.

국내 철도교설계기준을 평가하고 국외의 철도교 허용처짐 기준의 이론적 배경을 분석한 결과 진동지속시간을 고려한

가속도성분의 진동사용성 기준을 만족하는 허용처짐을 제시하기 위해서는 차량-교량 상호작용해석을 통한 차량내부의 가속도 신호를 유추하여 이를 토대로 평가하는 것이 타당할 것으로 판단되었다. 따라서 공용중인 두 개의 교량을 대상으로 교량의 강성변화에 따른 차량-교량 상호작용해석으로 구해진 응답을 진동사용성 기준과 비교해 보았다. 하지만 이 결과는 교량에서의 진동을 대상으로 한 것으로 차량내부의 승객이 느끼는 진동사용성을 대표한다고 볼 수는 없다.

따라서 차량을 완벽하게 구현하여 차량-교량상호작용 해석을 통해 차량내부의 진동신호를 유추할 수 있을 경우보다 합리적이고 경제적인 허용처짐기준을 제시할 수 있을 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부 미래철도기술개발사업의 연구비지원(과제번호 07차세대고속철도A01)에 의해 수행되었습니다.

참 고 문 헌

1. 한국철도시설공단 (2004), "철도교설계기준", 건설교통부.
2. ISO (1997), "ISO 2631 Mechanical vibration and shock -Evaluation of human exposure to whole-body vibration".
3. Reiher, H., Meister, F. J. (1931), "Human Sensitivity to Vibrations," Forsch. auf dem Geb. des Ingen, Vol. 2, No. 11, pp. 381~386.
4. Deutsches Institut Fur Normung E.V. (1999), "DIN DIN 4150-2 Structural vibration - Human exposure to vibration in buildings".
5. Dieckmann, D. (1958), "A Study of the Influence of Vibrations on Man," Ergonomics, vol. 1, no. 4, pp.347-355.
6. British Standard Institution (1987), "BS6841 British Standard Guide to Measurement and Evaluation of Human Expose to Whole-body Mechanical Vibration and Repeated Shock".
7. Griffin, M. J. (1990), "Handbook of Human Vibration," Elsevier Academic Press, London.
8. 전법규, 김남식 (2007), "교량구조물의 진동사용성 분석," 한국소음진동공학회논문집, 17권, 10호, 한국소음진동공학회, pp.923-935.
9. 이일근, 안상섭, 박민석 (2003) "교량의 진동 사용성 평가," 대한토목학회 정기학술대회, pp553-558.
10. Bruggers, W. B. (2002), "Comfort Related Design of Railway Bridge," Delft University of Technology.
11. Masamich Sogabe (2006), "열차의 고속화에 대응한 콘크리트 철도교의 동적설계법에 관한 연구", Railway Technical Research Institute.
12. Janeway, R. N. (1948), "Vehicle Vibration Limits to Fit the Passenger", SAE Journal, vol. 56.
13. 김성일 (2000), "고속철도 교량의 교량-열차 상호작용해석," 서울대학교.

접수일(2008년 4월 12일), 수정일(2008년 8월 12일),
게재확정일(2008년 8월 13일)