

3축 이동하중을 고려한 충격계수 응답스펙트럼 개발 및 중소규모 RC 슬래브 노후교량 응답계수 분석

김태현¹, 홍상현², 박경훈³, 노화성^{4*}

Development of Impact Factor Response Spectrum with Tri-Axle Moving Loads and Investigation of Response Factor of Middle-Small Size-RC Slab Aged Bridges

Taehyeon Kim¹, Sanghyun Hong², Kyung-Hoon Park³, Hwasung Roh^{4*}

Abstract: In this paper the response factor is investigated for middle and small size-RC slab aged bridges. The response factor consists of static and dynamic response factors and is a main parameter in the frequency based-bridge load carrying capacity prediction model. Static and dynamic response factors are determined based on the frequency variation and the impact factor variation respectively between current and previous (or design) states of bridges. Here, the impact factor variation is figured out using the impact factor response spectrum which provides the impact factor according to the natural frequency of bridges. In this study, four actual RC slab bridges aged over 30 years after construction are considered and their span length is 12m. The dynamic loading test in field using a dump truck and eigenvalue analysis with FE models are conducted to identify the current and previous (or design) state-natural frequencies of the bridges, respectively. For more realistic considerations in the moving loading situation, the impact factor response spectrum is developed based on tri-axle moving loads representing the dump truck load distribution and various supporting conditions such as simply supported and both ends fixed conditions. From the results, the response factor is widely ranged from 0.21 to 0.91, showing that the static response factor contributes significantly on the results while the dynamic response factor has a small effect on the result. Compared to the results obtained from the impact factor response spectrum based on the single axle-simply supported condition, the maximum percentage difference of the response factors is below 3.2% only.

Keywords: Middle-Small Size RC Slab Aged Bridges, Response Factor, Moving Loads, Impact Factor Response Spectrum

1. 서 론

일반적으로 교량의 안전성을 판단하기 위해서는 상태등급, 안전율, 내하력 등 다양한 성능지표들이 활용되며, 내하력을 평가할 때는 처짐과 충격계수가 필수적인 검토사항이다.

이중 교량의 충격계수는 실측된 충격계수를 사용하고 있지만 하중 재하방법, 교량형식 및 지반, 노면상태 등에 따라 차이가 크게 발생하기 때문에 정확도 및 신뢰도에 한계가 있다 (Lee et al., 2009). 또한 차량을 재하 할 때 차량의 이동속도를 제한속도 내에서 특정 속도만을 적용하기 때문에 실제 최대 충격계수를 유발하는 속도를 고려할 수 없다. 또한 충격계수

실측 시 차량을 통제하여야 하는 불편함도 수반한다. 이러한 한계성 때문에 최근 Roh et al. (2015)에서는 보다 효율적인 방법으로 진동수 응답에 기반한 주파수(또는 진동수)-충격계수 응답스펙트럼과 이를 활용한 교량 내하력 추정 모델을 제안하였다. 여기서 충격계수 응답스펙트럼은 다양한 이동하중 조건(1축, 다축)과 지지조건(단순, 양단고정 등)을 고려할 수 있다. Lee et al. (2016)에서는 1축 단순지지 조건의 충격계수 응답스펙트럼을 활용하여 특정 교량의 내하력 평가를 수행하였으며, Hong et al. (2017)에서는 단순교 1축 이동하중에 의한 충격계수 응답스펙트럼을 바탕으로 이동하중 축 수에 따른 충격계수 및 응답계수 차이를 실교량이 아닌 몇 개의 가상 교량에 대해 수치적으로 분석하였다. 응답계수에 관한 기본적인 설명은 본 논문의 4장에서 다루기로 한다.

본 연구에서는 3축 이동하중과 단순 및 양단고정 지지를 고려하여 충격계수 응답스펙트럼을 개발하였으며, 이를 바탕으로 실제 중소규모 노후교량의 응답계수 분포를 분석하였다. 이를 위해 30년 이상 된 RC 슬래브 노후 교량 4개를 선정하여 동적 재하시험과 FE 해석 모델을 바탕으로 고유치해석을 수행하였다. 이 결과들을 바탕으로 대상교량의 응답계수를 분

¹정회원, 전북대학교 토목공학과 석사과정

²정회원, 한양대학교 건설환경플랜트공학과 연구조교수

³정회원, 한국건설기술연구원 인프라안전연구본부 연구위원

⁴정회원, 전북대학교 토목공학과 부교수, 교신저자

*Corresponding author: hwasung@jbnu.ac.kr

Department of Civil Engineering, Chonbuk National University, Jeonju, Jeollabouk-do, 54896, Republic of Korea

• 본 논문에 대한 토의를 2019년 3월 1일까지 학회로 보내주시면 2019년 5월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

석하였으며, 추가적으로 기존에 개발된 단순지지와 1축 이동 하중에 따른 충격계수 응답스펙트럼을 적용하여 응답계수를 산출하여 본 연구에서 도출된 응답계수와 비교하였다.

2. 3축 이동하중에 의한 교량 진동

2.1 1축 이동하중에 의한 보의 변위응답

단면이 일정한 보의 1축 이동하중에 의한 진동은 Eq. (1)과 같다.

$$m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + C \frac{\partial u}{\partial t} = P\delta(x - vt) \quad (1)$$

여기서 u 는 보의 수직변위, EI , m , C 는 각각 보의 휨강성, 질량, 감쇠계수이며, P , v , δ 는 각각 재하(이동)하중 크기, 이동 속도, Dirac Delta 함수를 나타낸다. Eq. (1)에서 변위와 속도가 0인 초기조건을 적용하여 1차 모드로 한정하면 이에 따른 보 중앙에서의 동적변위(u_{dy})는 Eqs. (2)~(4)과 같이 표현된다. 참고로, 보의 동적변위에서 1차 모드의 기여가 일반적으로 95% 이상을 차지한다(Yang et al., 2004).

$$u_{dy}\left(\frac{L}{2}, t_r\right) = q_1(t_r) \phi_1\left(\frac{L}{2}\right) \quad (2)$$

$$\phi_1\left(\frac{L}{2}\right) = a \sin \frac{\beta}{2} + b \sinh \frac{\beta}{2} + \alpha_1 \left(c \cos \frac{\beta}{2} + d \cosh \frac{\beta}{2} \right) \quad (3)$$

$$q_1(t_r) = \frac{PL^3}{\gamma \beta^4 EI} \times \left[\begin{array}{l} c_1 \sin \beta t_r + c_2 \cos \beta t_r + c_3 \sinh \beta t_r + c_4 \cosh \beta t_r \\ + e^{-\frac{2\pi f L}{v} t_r} \left\{ \begin{array}{l} b_1 \cos \left(\frac{2\pi f L}{v} t_r \sqrt{1 - \xi^2} \right) \\ + b_2 \sin \left(\frac{2\pi f L}{v} t_r \sqrt{1 - \xi^2} \right) \end{array} \right\} \end{array} \right] \quad (4)$$

여기서

$$c_1 = (a + 2\xi S d_2) / (1 - S^2);$$

$$c_2 = \left(c\alpha_1 - \frac{2a\xi S}{1 - S^2} \right) / \left(1 - S^2 + \frac{4\xi^2 S^2}{1 - S^2} \right);$$

$$c_3 = (b - 2\xi S d_4) / (1 + S^2);$$

$$c_4 = \left(d\alpha_1 - \frac{2b\xi S}{1 + S^2} \right) / \left(1 + S^2 - \frac{4\xi^2 S^2}{1 + S^2} \right);$$

$$b_1 = -(c_2 + c_4); b_2 = -[\xi(c_2 + c_4) + S(c_1 + c_3)] / \sqrt{1 - \xi^2}.$$

Eqs. (3) and (4)는 각각 보 중앙($x = 2/L$)에서의 형상함수와 시간에 대한 함수로서 Table 1에 제시한 계수를 통해 단순보와 양단고정의 지지조건을 적용할 수 있다. Eq. (4)의 P 는 재하하중, EI 는 휨강성을 나타내며 $t_r = vt/L$, ξ 는 감쇠비를 나타낸다. 실제 교량의 경계조건은 다양하게 구성될 수 있으며 이에 따라 응답은 달라질 수 있지만 Table 1에서 제시한 단순지지와 양단고정 조건의 범위 안에 포함되게 된다.

2.2 3축 이동하중에 의한 교량의 변위응답

앞서 제시된 1축 이동하중에 의한 변위응답을 활용하여 3축 이동하중의 변위응답을 산출하기 위해 본 연구에서는 중첩의 원리를 고려하였으며, 우선 이 중첩의 원리가 성립하는지 판단하기 위해 FE 해석프로그램(SAP2000)을 활용하여 검토하였다. Fig. 1은 시간길이 50 m 조건의 단순보 중앙부에서 10m 간격으로 40 km/hr 속도로 통과하는 두 개의 이동하중에 의해 발생하는 동적변위를 분석한 것이다. Fig. 1에서 P_1 과 P_2 는 2개의 이동하중을 축 간의 간격(10 m)을 고려하여 개별적으로 재하 시켰을 때 각각의 동적변위응답이며, $P_1 + P_2$ 는 각각의 동적변위응답을 중첩한 결과이다. $P_{simultaneous}$ 는 두 개의 이동하중을 동일한 간격(10 m)을 두고 동시에 재하 시켰을 때의 동적변위를 나타낸다. Fig. 1에 나타난 변위응답을 비교해 보면 개별 이동하중이 통과할 때의 변위응답을 중첩한 결과($P_1 + P_2$)와 동시 재하 하였을 때의 결과($P_{simultaneous}$)가 일치함을 확인할 수 있다. 즉, 1축 이동하중의 동적변위를 나타낸 Eq. (2)에 축 간의 간격을 고려하여 중첩의 원리를 적용하면 다축인 경우 보 중앙에서의 변위응답은 Eq. (5)와 같이 나타낼 수 있다.

Table 1 Coefficients of Dynamic Response According to Supporting Conditions

Supporting Condition	Coefficients for Eqs. (3) and (4)							
	Modal Information				Integration	Static		
	a	b	c	d	β	α_1	γ	λ
Simply Supported	1	0	0	0	π	0	1/2	1/48
Both-Ends Fixed	1	-1	-1	1	4.7	$\frac{\sinh \beta - \sin \beta}{\cosh \beta - \cos \beta}$	1.036	1/192

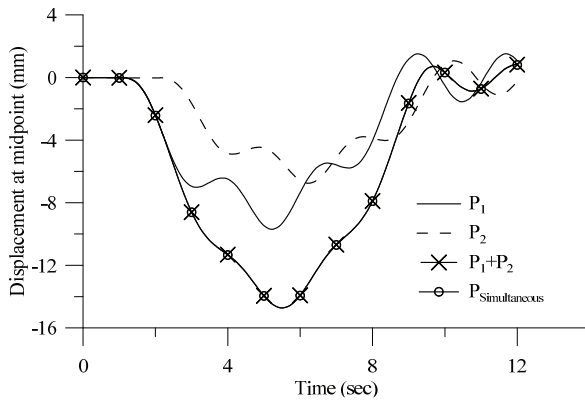


Fig. 1 Superposition of Displacement Response of Beam due to Two Moving Loads

$$u_{dy}\left(\frac{L}{2}, t_r\right) = \left[\begin{aligned} &u_{dy1}\left(\frac{L}{2}, t_r\right) + u_{dy2}\left(\frac{L}{2}, t_r - \frac{d_1}{L}\right) \\ &+ \dots + u_{dyi}\left(\frac{L}{2}, t_r - \frac{d_1 + d_2 + \dots + d_{i-1}}{L}\right) \end{aligned} \right] \quad (5)$$

여기서 u_{dji} 는 i 축 이동하중에 의한 보 중앙에서의 변위응답이며, d_{i-1} 는 i 축과 $i-1$ 축과의 축간 거리를 의미한다. 단, Eq. (2)는 하중이 재하 되고 있을 때에만 유효하므로 다축인 경우 보 중앙에서의 변위응답은 $\sum_{i=2}^n d_{i-1} < L/2$ 인 경우에만 적용할 수 있다. 여기서 n 은 이동하중의 총 축수를 의미한다.

3. 3축 이동하중과 경계조건에 따른 충격계수 응답스펙트럼 개발

본 연구에서는 일반 트럭에 해당하는 3축 이동하중을 고려하였으며, Eq. (5)를 충격계수의 정의인 Eq. (6)에 대입하고 Hong et al.(2017)에서 제시된 순서도에 적용하면 3축 이동하중이 반영된 충격계수 응답스펙트럼을 얻을 수 있다.

$$i = \frac{u_{dym}(L/2, t) - u_{sta}(L/2)}{u_{sta}(L/2)} \quad (6)$$

여기서 $u_{sta}(L/2)$ 와 $u_{dym}(L/2, t)$ 은 각각 보 중앙부에서의 최대 정적과 동적 처짐을 나타낸다. 축 하중 크기(P)는 동적변위와 정적변위의 해에 공통적으로 포함되어서 Eq. (6)의 충격계수 계산 과정에서 소거된다. 본 연구에서는 이동하중의 축간 거리가 충격계수 응답스펙트럼에 미치는 영향을 우선적으로 분석하고 경계조건에 따른 응답스펙트럼 변화를 추가적으로 살펴보았다. 이를 위해 감쇠비가 2%인 지간길이(L) 50m의 단순지지 보에서 DB-24하중(KRTA, 2010)이 이동할 때를 기

준으로 1차 고유진동수(f_1)를 변화시켜 충격계수 응답스펙트럼을 도출하였다 (Fig. 2). 이동하중의 전륜은 48kN, 중륜과 후륜은 각각 192kN이며, 중륜과 전륜과의 축간거리(d_1)와 후륜과 중륜과의 축간 거리(d_2)를 모두 4.2m로 설정하였을 때 ($d/L=0.084$)와 모두 8.4m로 설정하였을 때($d/L=0.168$)의 충격계수 응답스펙트럼을 비교한 것이다.

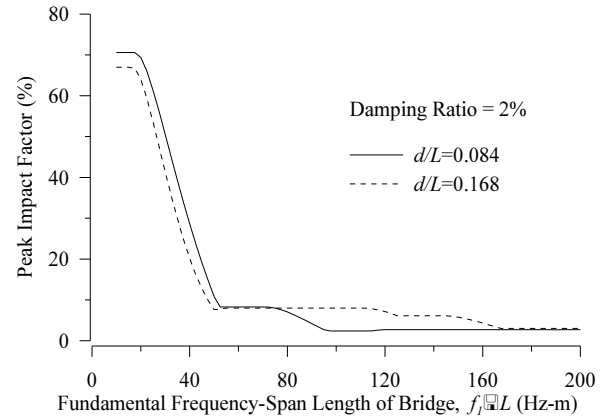


Fig. 2 Impact Factor Response Spectrums for Different Axles-Distance Ratio of Tri-axle Moving Loads-Simply Supported Condition

Fig 2에서 확인할 수 있듯이 지간길이 대비 축간거리의 비 (Axles-Distance Ratio, d/L)가 다를 경우 충격계수 응답스펙트럼의 차이가 발생하며, d/L 가 커질수록 충격계수의 변화 정도가 둔화됨을 보였다. Fig. 3은 d/L 가 0.084일 때 교량 지지조건을 단순지지에서 고정단으로 변경할 경우 충격계수 응답스펙트럼을 비교한 것이다. Fig. 3에서 보듯이 지간길이와 1차 진동수의 곱($f_1 \times L$)이 118Hz-m 이하에서는 다소 차이를 보이거나 그 이상에서는 지지조건에 관계없이 유사한 충격계수 값을 보였다.

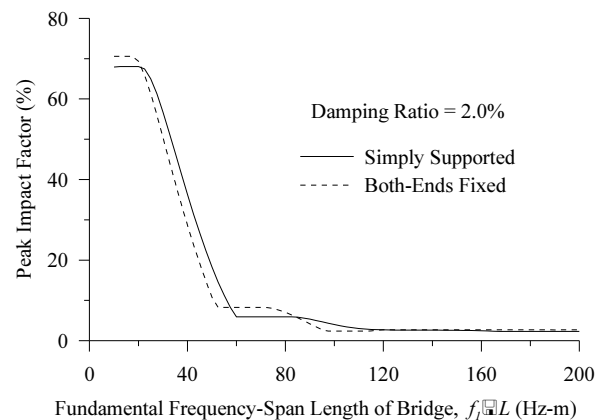


Fig. 3 Comparison of Impact Factor Response Spectrum for Different Supporting Conditions [$d/L=0.084$]

4. 내하력 추정을 위한 응답계수

Roh. et al. (2015)에서는 공용중인 교량의 내하력 평가를 위해 Eq. (7)을 제안하였다.

$$P_{cur} = P_{pre} \times K \quad (7)$$

여기서 P_{cur} 는 현재 내하력, P_{pre} 는 이전 내하력, K 는 응답계수이다. 응답계수(K)는 이전 상태 대비 현재 상태의 성능저감 정도를 나타내며 정적 및 동적 응답을 고려한 계수로서 Eq. (8)과 같이 구성된다.

$$K = K_{\delta} \times K_i \quad (8)$$

여기서 K_{δ} 는 정적응답계수, K_i 는 동적응답계수이다. 정적응답계수(K_{δ})는 휨강성(EI)과 고유진동수(f_1)의 관계를 통해 Eq. (9)와 같이 나타내었고, 동적응답계수(K_i)는 차량진행에 따른 충격계수를 변수로 하는 동적증폭계수(Dynamic Amplification Factor, DAF)의 비로써 Eq. (10)과 같이 정의하였다.

$$K_{\delta} = \frac{\delta_{pre}}{\delta_{cur}} \propto \frac{EI_{cur}}{EI_{pre}} = \left(\frac{f_{1,cur}}{f_{1,pre}} \right)^2 \quad (9)$$

$$K_i = \frac{DAF_{pre}}{DAF_{cur}} = \frac{1 + i_{pre}}{1 + i_{cur}} \quad (10)$$

이때 아래첨자의 ‘pre’는 이전 상태를 의미하며, ‘cur’는 현재 상태를 의미한다.

5. 중소규모 RC 슬래브 노후교량의 동적 재하 시험과 고유치 해석

5.1 대상교량 선정 및 현재상태의 진동수 계측

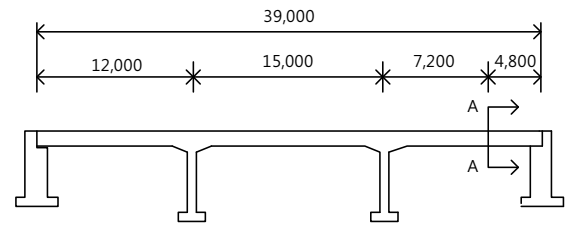
본 연구에서는 앞서 언급한 충격계수 응답스펙트럼을 이용하여 실제 공용중인 교량의 응답계수 변화를 분석하기 위해 국토교통부가 관리하는 국도 교량 중 지간길이가 15 m이하인 RC 슬래브교 4개를 선정하였으며, 이들은 준공 후 30년 이상으로서 개축필요성이 높은 노후 교량이다. 대상 교량에 대한 기본적인 제원은 Table 2와 같다.

대상교량의 현재 고유진동수($f_{1,cur}$)를 얻기 위해 동적 재하 시험을 실시하였다. 각 교량에서 가속도 계측센서의 부착위

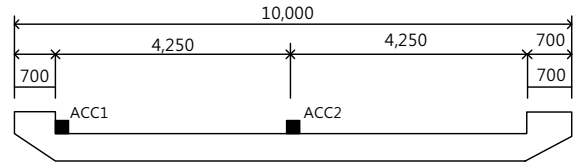
치는 대표 예시로 나타낸 Fig. 4와 같이 교대 측의 최대단면적인 지점(A-A)에서 좌측 또는 우측 연석부(ACC1)와 중앙차선부(ACC2)에 각각 하나씩 설치하였다. 현장시험에서 사용된 무선 계측센서는 50 Hz이상 800 Hz미만의 계측성능(Sampling Rate)을 가지며 자세한 사양은 Table 3과 같다.

Table 2 Selected RC Slab Aged Bridges

Bridge	Completion Date (year)	Total Length (m)	Span Length (L, m)	Width (m)	Design Load
A	1980	54	12	10	DB-24
B	1980	39	12	10	DB-24
C	1986	39	12	10	DB-18
D	1986	39	12	10	DB-24



(a) Side View



(b) Cross Section of A-A

Fig. 4 Geometry of RC Slab Bridge (Bridge C)

Table 3 Specification of Wireless Accelerometer

Classification	Specification
Dynamic range	62.6 dB(typical)
Range	$\pm 1.2g$
Sensitivity	1000mV/g
Sampling rate	50 ~ 800Hz
Power consumption	0.24 ~ 0.5W
Operation temperature	-20°C ~ +60°C

재하시험에 사용된 차량은 Fig. 5에 나타난 3축 덤프트럭이며, 축 간의 간격과 각 축의 하중은 Fig. 5에 표시된 바와 같다. 동적 재하시험에서 얻은 가속도 데이터(Fig 6)를 이용하여 자유진동 영역에 대한 FFT(Fast Fourier Transform)을 통해 진동수($f_{1,cur}$)를 얻었으며(Fig 7), 이 자유진동구간에서 대수감소를 이용하여 감쇠비를 추정하였다. 각 교량의 진동수와 감쇠비를 Table 4에 정리하였으며, 이는 내하력 추정 모델과 응답계수에서 교량의 현재 상태(cur)를 대변한다.

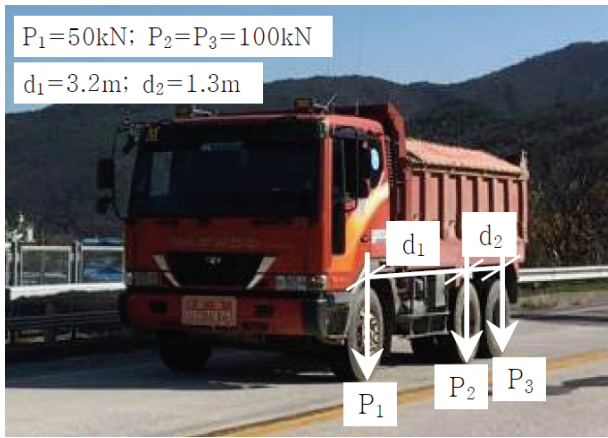


Fig. 5 Dump Truck Used for Dynamic Loading Test

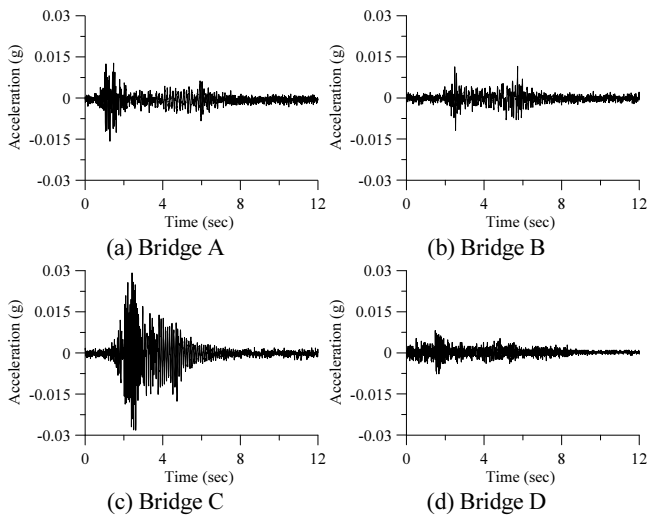


Fig. 6 Acceleration Data from Dynamic Loading Test

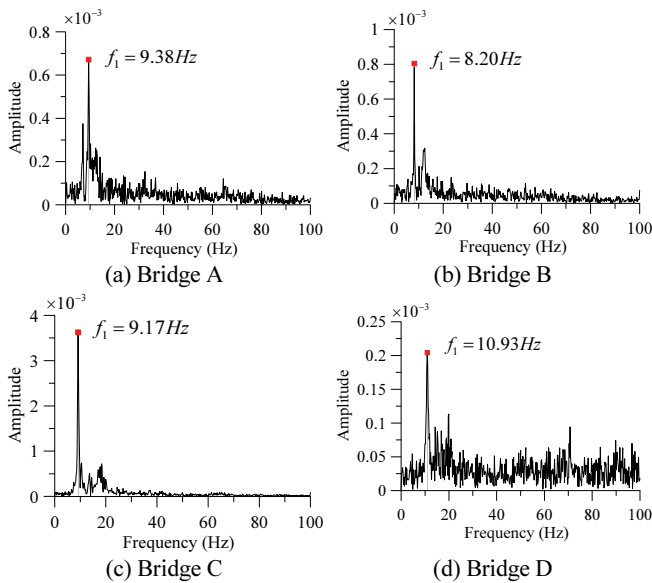


Fig. 7 FFT Analysis Results of Selected Bridges

Table 4 Current Frequencies and Damping Ratios from Dynamic Loading Test

Bridge	Frequency ($f_{1,cur}$, Hz)	Damping Ratio (%)
A	9.38	2.5
B	8.20	2.0
C	9.17	1.5
D	10.93	1.4

5.2 초기 상태의 추정을 위한 FE모델의 고유치 해석

교량의 초기 또는 이전의 동적자료가 있다면 내하력 추정 모델에서 이전 고유진동수($f_{1,pre}$)를 쉽게 적용할 수 있지만 자료가 없을 경우에는 구조계산서를 참고하여 유한요소 (Finite Element)모델을 생성한 후 고유치 해석을 수행해야 한다. Table 2에 제시된 교량들은 초기 동적자료가 없기 때문에 구조계산서를 이용하여 유한요소모델 구축 후 고유치 해석 (SAP2000)을 수행하였다. 본 연구에서는 슬래브에서 수직방향의 처짐만을 고려하기 때문에 교각 부분은 제외한 상부구조와 지점조건만을 고려하였으며 모델에서는 쉘(shell)요소를 사용하였다. Fig. 8은 Bridge C의 유한요소모델과 고유치 해석 결과를 나타낸 것이며, 본 연구에서 고려한 교량의 형식은 모두 RC 슬래브교이기 때문에 이와 유사한 결과를 나타낸다. Bridge C의 경우, Fig. 8(b)에 나타난 1차 모드 형상의 주기는 0.0702초 (14.24 Hz)이며 이때의 질량참여율은 47.2%로 가장 높게 나타났다. 이와 같이 나머지 3개 교량들에 대해서도 유한요소모델 구축 후, 고유치 해석을 통해 얻은 각 교량의 진동수 산출하였으며 이 결과는 Table 5에 정리하였다.

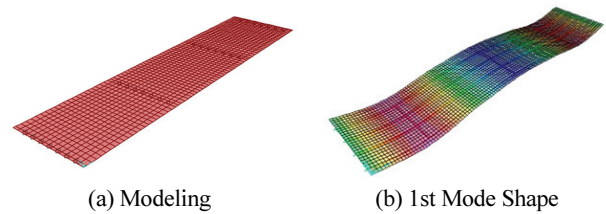


Fig. 8 Finite Element Model of Bridge C

Bridge	Frequency ($f_{1,pre}$, Hz)
A	14.24
B	17.96
C	14.25
D	11.43

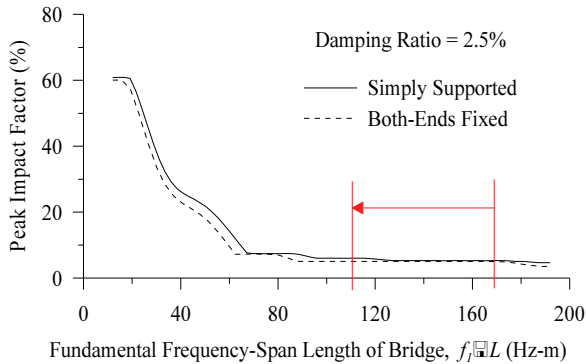
Table 5 Previous Frequencies from FE Eigenvalue Analysis

Tables 4 and 5의 진동수를 비교해 보면 현재 상태의 진동수 ($f_{1,cur}$)가 이전 상태의 진동수($f_{1,pre}$) 보다 작게 나타났으며, 진동수의 차이는 0.03 Hz부터 9.76 Hz까지 교량마다 다양하게 나타났다. 한편, 현장 시험결과 대상교량의 감쇠비는

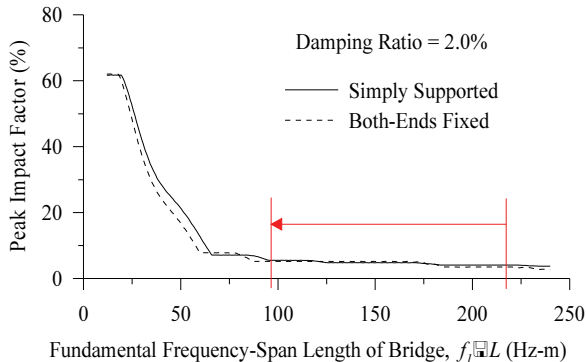
1.4%~2.5%로 작게 나타났으며 이는 일반적인 콘크리트구조물의 감쇠비 범위임으로 이전 상태의 감쇠비도 이와 동일하다고 가정하였다.

6. 대상교량의 응답계수 변화

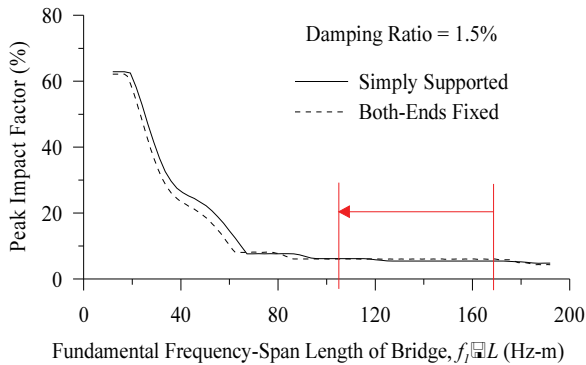
Fig. 9는 현장 재하시험을 통해 산정된 감쇠비(Table 4)와 이동하중의 축간격(Fig. 5), 지지조건(단순 및 양단고정)을 적용하여 대상교량별 충격계수 응답스펙트럼을 나타낸 것이다. 이 때 응답스펙트럼은 대상교량이 지방국도 교량으로서 제한속도가 80 km/hr이므로 이를 반영하였으며, 지간길이 대비 재하시험에 사용된 덤트럭의 축간격 비는 $d_1/L=0.267$, $d_2/L=0.108$ 이다.



(a) Bridge A



(b) Bridge B



(c) Bridge C

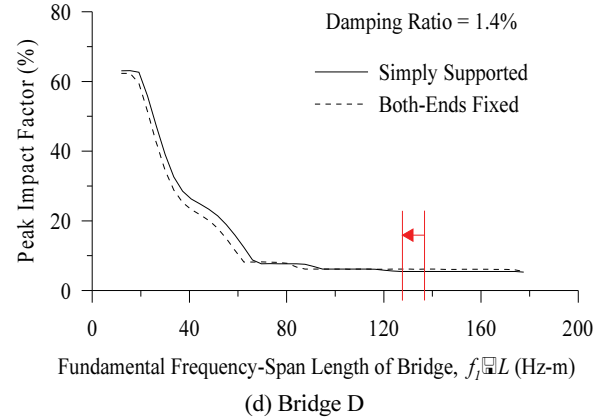


Fig. 9 Generate Impact Factor Response Spectrum

생성된 충격계수 응답스펙트럼과 고유진동수와 지간길이의 곱($f_1 \times L$)을 고려하여 이에 해당되는 충격계수를 읽은 뒤 동적응답계수(Eq. (10))를 산정하며, 이전과 현재의 고유진동수를 고려하여 정적응답계수(Eq. (9))를 산정한다. 한 예로서 Bridge C의 단순지지(Simply Supported)의 경우 현재 충격계수(i_{cur})는 6.91이며, 이전 충격계수(i_{pre})는 6.71이다. 이렇게 얻은 충격계수를 Eq. (10)에 대입하여 동적응답계수(K_i)를 얻으며, 고유진동수를 이용하여 정적응답계수(K_δ)를 산정한 뒤, Eq. (8)에 대입하면 내하력 추정 모델에서의 응답계수(K)를 도출할 수 있다. 이와 같은 과정을 통해 산출된 대상교량별 응답계수를 Table 6에 정리하였다.

Bridge Model	Static		Dynamic		Eq. (8)		
	$f_{1,pre}$ (Hz)	$f_{1,cur}$ (Hz)	K_δ	i_{pre} (%)	i_{cur} (%)	K_i	K
A Simple	14.24	9.38	0.43	5.80	5.92	0.99	0.4295
				5.28	6.02		
A Fixed	14.24	9.38	0.43	5.28	6.02	0.99	0.4270
				5.28	6.02		
B Simple	17.96	8.20	0.21	4.94	6.41	0.98	0.2071
				4.72	6.09		
B Fixed	17.96	8.20	0.21	4.72	6.09	0.98	0.2073
				4.72	6.09		
C Simple	14.25	9.18	0.42	6.71	6.91	0.99	0.4192
				5.47	6.14		
C Fixed	14.25	9.18	0.42	5.47	6.14	0.99	0.4193
				5.47	6.14		
D Simple	11.43	10.93	0.91	6.94	6.95	0.99	0.9009
				5.48	5.50		
D Fixed	11.43	10.93	0.91	5.48	5.50	0.99	0.9098
				5.48	5.50		

Table 6 Response Factor Results of Selected Bridges [Simple: Simply Supported, Fixed: Both Ends Fixed]

Table 6에 따르면 대상교량의 응답계수는 0.21에서 0.91까지 폭넓게 분포하고 있으나 지지조건에 따라서는 차이가 거의 없음을 확인할 수 있다. 또한 대상교량의 진동수와 지간길이의 곱($f_1 \times L$)은 Fig. 9에서 표시된 바와 같이 약 110 Hz-m~220 Hz-m 범위에 분포되어 있으며, 이 범위 내에서는 충격계수의 변화가 크지 않음을 알 수 있다. 이로 인해 이전 상

태와 현재 상태의 충격계수비로 결정되는 동적 응답계수(K_i)는 0.98에서 0.99사이로 나타났고, 반면에 교량의 이전과 현재 상태의 고유진동수 비의 제곱으로 정의되는 정적 응답계수(K_s)는 0.21에서 0.91사이로 변화의 폭이 넓게 나타났다. 즉, 응답계수(K)에는 정적응답계수가 큰 영향을 주고 있음을 알 수 있다.

3축 이동하중 적용이 대상 노후 교량의 응답계수에 미치는 영향을 분석하기 위해 Fig. 10에 단순지지 1축 이동하중에 의한 충격계수 응답스펙트럼(Roh et al., 2015)을 Table 4에 정리된 각 교량의 점성비를 고려하여 생성하였다. Fig. 10에 표시된 대상교량의 $f_1 \times L$ 구간에서는 충격계수의 변화가 크지 않음을 알 수 있으며, 이는 3축 이동하중의 경우와 유사한 경향이다.

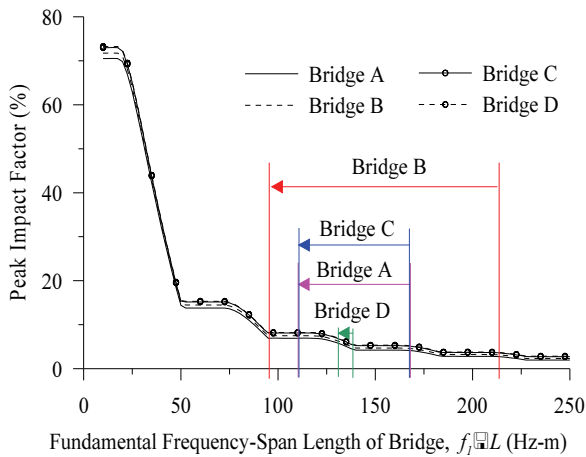


Fig. 10 Impact Factor Response Spectrum of Bridges for Single Axle and Simply Supported Condition

Fig 11은 충격계수와 응답계수의 결과를 비교한 것이다. Fig 11의 x축은 단순지지 1축 이동하중에 따른 결과이며 y축은 3축 이동하중과 지지조건(단순, 양단고정)에 따른 결과를 나타낸다. 기준선으로 설정한 $Y=X$ 선은 1축 이동하중에 따른 결과와 3축 이동하중에 따른 결과가 동일함을 의미한다. Fig. 11(a)에서 보듯이 이전 상태와 현재 상태의 충격계수 값이 기준선($Y=X$)을 벗어나 산발적으로 나타남을 알 수 있다. 이에 반해 응답계수를 나타낸 Fig. 11(b)에서는 모든 결과들이 기준선($Y=X$) 위에서 분포하며, 이는 지지조건과 이동하중의 축수를 변화하더라도 응답계수의 차이가 거의 없음을 보여준다. 오차율로 보면 단순지지 1축 이동하중 대비 단순지지 3축 이동하중의 최대 오차율은 3.1%, 양단고정 3축 이동하중의 최대 오차율은 3.2% 정도로 매우 낮게 나타났다. 이는 노후된 대상교량의 경우 고유진동수와 지간길이의 곱($f_1 \times L$)이 높게 나타나므로 응답계수 산정에 있어서는 단순지지 1축 이동하중에 의한 충격계수 응답스펙트럼을 사용하여도 충분함을 의미한다.

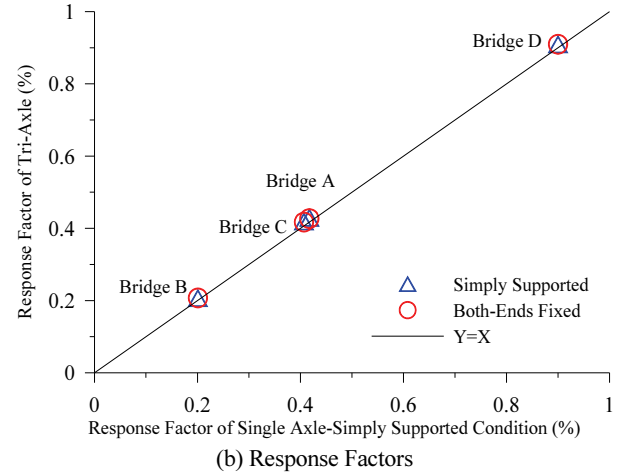
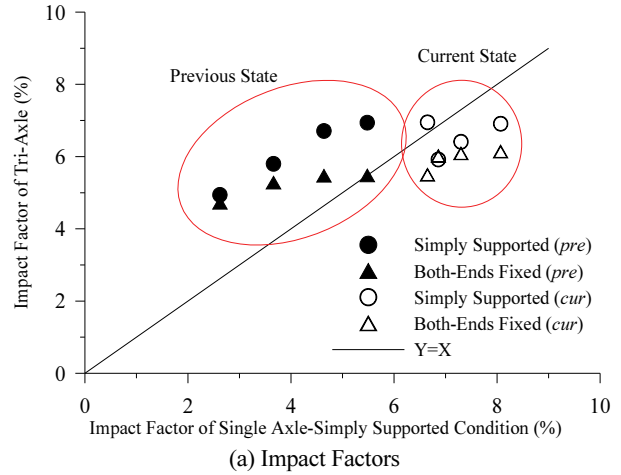


Fig. 11 Comparison of Single and Tri-Axle Dynamic Response Results of Selected Bridges

7. 결론

본 연구에서 개발한 3축 이동하중과 단순 및 양단고정 지지 조건을 고려하여 충격계수 응답스펙트럼을 개발하였으며, 이를 바탕으로 실제 중소규모 RC 슬래브 노후교량의 응답계수를 분석하였다. 3축 이동하중 고려 시 주요변수는 지간길이 대비 축간 거리비(d/L)임을 알 수 있었으며, 대상교량의 현장 재하시험 및 설계기반 고유치해석을 통해 나타난 1차 고유진동수와 지간길이의 곱($f_1 \times L$)이 약 110 Hz-m~220 Hz-m 범위로 높게 나타났으며, 이 해당 범위 내에서는 충격계수의 변화가 크지 않음을 알 수 있었다. 응답계수 분석결과 0.21에서 0.91까지 폭넓게 분포하고 있었으며, 여기에서 응답계수를 구성하는 변수 중 하나인 동적응답계수의 영향은 미비하였으나 정적응답계수의 영향은 매우 큰 것으로 나타났다. 즉, 교량의 진동수변화가 응답계수 산출에 주요한 인자임을 알 수 있었다. 기존에 개발된 1축 이동하중과 단순지지 조건에서의 응답

계수를 산출하여 비교한 결과 최대 오차가 약 3%로 매우 작게 나타났다. 따라서 본 연구의 결과로 볼 때 중소규모 RC 슬래브 노후교량의 응답계수를 산정하는데 있어서 진동수 변화 관측이 중요하며 또한 동적응답계수 산출을 위한 충격계수 응답스펙트럼 생성 시 단순지지 조건의 1축 이동하중을 적용하더라도 충분한 추정 가능성이 가능하며, 응답스펙트럼 생성의 단순성 면에서도 단순지지 조건의 1축 이동하중 조건이 보다 효율적이라 판단된다.

감사의 글

본 연구는 한국건설기술연구원/국토부가 수행하는 교량통합관리시스템 운영 업무 지원사업의 일환으로 진행되었으며 이에 감사드립니다.

References

1. SAP2000. Computers and Structures, Inc. (CSI) (2015) Version 17.3.0.

2. Hong, S., Park, K. H., and Roh, H. (2017), Effect of the Number of Vehicle Moving Load Axles on Peak Impact Factor and Response Factors of Simply Supported Bridges. *Journal of Korea Society of Hazard Mitigation*, 17(5), 233-240 (in Korean).

3. Korea Road & Transportation Association (KRTA) (2010), *Korean bridge design specifications* (in Korean).

4. Lee, H., Roh, H., Park, K. H. (2016), Load Carrying Capacity Evaluation of Single Span Bridge using Impact Factor Response Spectrum. *Journal of the Korea Academia-Industrial*, 17(12), 730-736 (in Korean).

5. Lee, J. H., Han, S. H., and Shin, J. C. (2009), The Examination of Load Carrying Capacity Based on Existing Data for Improved Safety Assessment Method of Expressway Bridges. *Journal of Korea Society of Civil Engineering*, 29(6), 597-605 (in Korean).

6. Roh, H., Ryu, M., and Park, K. H. (2015) Development of Load Carrying Capacity Evaluation Model Based on Bridge Frequency Response. *Journal of Korean Society of Hazard Mitigation*, 15(4), 1-8 (in Korean).

7. Yang, Y. B., Yau, J. D., and Wu, Y. S. (2004), *Vehicle-bridge Interaction Dynamics*. World Scientific Publishing, Singapore.

Received : 11/21/2018

Revised : 01/16/2019

Accepted : 01/22/2019

요 지 : 본 논문에서는 노후된 중소규모 RC슬래브 교량에 대한 응답계수를 분석하였다. 이 응답계수는 진동수 기반 교량의 내하력 예측 모델에서 중요한 변수이며, 정적 및 동적 응답계수로 구성되어 있다. 정적 및 동적 응답계수는 교량의 현재와 이전(또는 설계) 상태의 진동수 변화와 충격 계수 변화에 따라 각각 결정된다. 여기서 충격계수 변화는 충격계수 응답스펙트럼에서 교량의 고유진동수에 따라 산출된다. 본 연구에서 고려한 총 4개의 대상교량은 지간길이가 12 m이고 시공 후 30년 이상 된 RC슬래브 노후 교량이다. 진동수 분석을 위해 덤프 트럭을 이용한 현장 동적 재하시험과 설계기반 FE모델을 이용한 고유치 해석을 통해 교량의 현재 및 설계 상태의 고유 진동수를 각각 도출하였다. 충격계수 응답스펙트럼 개발에 있어서 좀 더 현실적인 조건을 반영하기 위해 3축이동하중과 단순지지 및 양단고정 조건을 고려하였다. 분석 결과 응답계수는 0.21에서 0.91까지 광범위하게 분포하였고, 정적 응답계수가 총 응답계수 결과에 크게 기여한 반면 동적 응답계수는 결과에 작은 영향을 미쳤다. 1축 이동하중과 단순지지 조건에서의 응답계수와 비교해 보았을 때 최대 오차는 약 3%미만으로 매우 작게 나타났다.

핵심용어 : 중소규모 RC슬래브 노후교량, 응답계수, 이동하중, 충격계수 응답스펙트럼
