

이동하중의 편측재하에 따른 단순교의 충격계수 및 응답계수 변화 분석

홍상현¹, 노화성^{2*}

Investigation of Impact Factor and Response Factor of Simply Supported Bridges due to Eccentric Moving Loads

Sanghyun Hong¹, Hwasung Roh^{2*}

Abstract: The proposed model to predict the bridge load carrying capacity uses the impact response spectrum. The spectrum is based on Euler-Bernoulli beam and the center of the bridge width for the moving load location. Therefore, it is necessary to investigate the eccentric moving load effects on the impact factor and response factor. For this, this study considers 10 m width and two-lane simply supported slab bridges and performs the moving load analysis to investigate the variations of peak impact factor and corresponding response factor. The numerical results show that the eccentric load increases both the static and dynamic displacements, but the impact factor is decreased since the incremental amount of static displacement is bigger than that of dynamic displacement. However, the difference of the impact factors between the center and eccentric loadings is small showing less than 0.5%p. In the response factor, the eccentric loading increases both the static and dynamic response factors, compared to the center loading. The difference of the response factor is only 0.18%p. It shows that the eccentric loading has very small effects on the response factor, thus the impact factor response spectrum which is generated based on the center moving load can be used to determine the response factor.

Keywords: Simply supported bridges, Impact factor, Response factor, Eccentric moving loads, Impact factor response spectrum

1. 서 론

현재 교량의 내하력 평가(MLTM and KISTEC, 2010)를 위해서는 차량 재하에 따른 정적 응답과 차량 통과 시 동적응답의 비로 나타난 충격계수가 사용된다. 특히 응력보정계수에서 충격계수와 관련된 항목은 현 시점에서의 계측에 의한 충격계수와 설계 시점의 계산(유한요소해석)에 의한 충격계수의 비이며 이는 계산(유한요소해석)에 의해 결정된 내하율(Rating Factor)을 보정하는데 사용된다. 이 때 차량 재하 위치는 교량 폭 중앙이나 편측 등 여러 위치에서 검토가 가능하나 일반적으로 충격계수가 크게 나올 것으로 예상되는 편측 재하가 고려된다.

한편, 최근 제안된 진동수 기반의 내하력 추정 모델(Roh et al., 2015)은 응답계수를 도입하여 기존의 내하력 결과를 토대로 현재 상태의 교량 내하력을 추정하는 방법이며, 여기에는 정

적응답계수와 동적응답계수가 있다. 이 중 동적응답계수는 기존 또는 이전 시점에서의 충격계수와 현재 시점의 충격계수의 비로 정의되고, 각각의 충격계수는 Euler-Bernoulli 보 진동이론에 기초하여 다양한 교량 진동수와 이동하중 속도를 고려하여 개발된 최대충격계수 응답스펙트럼(Roh et al., 2015)을 이용하여 산정한다. 이 응답스펙트럼은 Euler-Bernoulli 보 진동이론에 기초하기 때문에 이동하중의 재하위치는 교량 폭 중앙부가 되게 된다. 따라서 이 응답스펙트럼과 편측이동하중에 따른 충격계수의 변화를 비교할 필요가 있다. 편측이동하중의 영향과 관련된 연구로서 Chung et al.(2008)에서는 3차원 차량 모델을 사용하여 제한된 시간 조건의 교량에서 편측재하에 의한 충격계수를 산정하였다. 하지만 통행차종과 노면 조도의 영향을 중심으로 분석하였으며, 시간 폭 중앙부의 처짐만을 활용하였다. Deng and Phares (2016)는 차량의 다양한 진입조건 하에서 거더하부의 횡방향으로 다수의 변형률 게이지를 설치하여 실제 충격계수를 산정하여 비교하였다. 하지만 교량을 통과하는 트럭의 적재 상태를 중심으로 분석하였기에 편측재하와 충격계수의 상관관계를 도출하기에는 한계가 있다.

따라서 본 연구에서는 2차선 단순 슬래브 교량을 대상으로 차량 이동하중의 편측재하가 교량의 충격계수와 응답계수 산정에 미치는 영향을 수치해석 모델을 활용하여 분석하였다.

¹정회원, 한양대학교 건설환경플랜트공학과 연구조교수

²정회원, 전북대학교 토목공학과 부교수

*Corresponding author: hwasung@jbnu.ac.kr

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

• 본 논문에 대한 토의를 2018년 12월 1일까지 학회로 보내주시면 2019년 1월 호에 토론결과를 게재하겠습니다.

며, 이를 통해 편측이동하중 적용 시 최대 충격계수 응답스펙트럼의 적용 가능성을 도출하였다.

2. 충격계수와 응답계수

2.1 교량 고유진동수에 따른 충격계수

교량의 충격계수는 이동하중에 의한 응답 중 정적 및 동적 변위를 통해 산정할 수 있지만 최대 충격계수는 이동속도, 계측 위치 등 다양한 변수로 인해 제한적인 현장시험으로는 산정에 어려움이 있다. Roh et al. (2015)에서는 교량의 진동수를 기반으로 최대 충격계수를 추정하기 위해 이동하중이 통과하는 Euler-Bernoulli 보의 지배방정식(Yang et al., 2004)을 통해 단순교의 충격계수를 아래와 같이 제안하였다. 여기에서 측정위치는 교량 중앙이다.

$$i = \frac{96}{\pi^4} \times G(t_r) \phi_1(L/2) - 1 \quad \text{for } 0 < t_r \leq 1 \quad (1)$$

$$\phi_1(L/2) = \sin(\pi/2) \quad (2)$$

$$G(t_r) = \left[e^{-\frac{\pi t_r}{S} \xi} \left\{ b_1 \cos\left(\frac{\pi t_r}{S} \sqrt{1-\xi^2}\right) + b_2 \sin\left(\frac{\pi t_r}{S} \sqrt{1-\xi^2}\right) \right\} \right] \quad (3)$$

여기서 L 은 지간길이, $t_r = vt/L$ 는 이동하중 속도의 시간비, $S = 0.5v/(f_1 L)$ 는 고유진동수의 속도비를 나타낸다. 또한 ϕ_1 는 단순지지 보 1차 모드의 형상함수를 나타내며, G 는 동적 변위 산정을 위한 함수를 나타낸다. 위 식들을 통해 교량의 기본 또는 1차 고유진동수(natural frequency)와 지간길이, 감쇠비(damping ratio)를 알면 각각의 차량 속도에 따른 충격계수를 얻을 수 있다. 또한 설계 속도 내에서 모든 차량속도를 적용하여 이 중 가장 큰 충격계수, 즉 최대충격계수를 결정할 수 있다. 이때의 차량속도를 최대충격계수 유발 속도라 하며, 특정 감쇠비 하에서 교량 고유진동수와 지간길이의 곱($f_1 L = f_1^*$)을 가로축으로 하고 유발 속도에 의한 최대 충격계수를 세로축으로 하는 최대충격계수 응답스펙트럼을 얻게 된다. 본 연구에서는 단순교 충격계수 산정식(Eq. (1)) 기반의 주파수-최대 충격계수 응답스펙트럼(Roh et al., 2015)과 최대 충격계수 유발속도(Hong et al., 2017)를 활용하여 수치해석 결과와 비교하였다.

2.2 내하력 추정 모델과 응답계수

현재 교량의 내하력(MLTM and KISTEC, 2010)은 Eq. (4)에 의해 산정되고 있다.

$$P = P_r \times RF \times \frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \times \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}} \quad (4)$$

여기서 P 는 현재 상태(*cur*)의 교량 내하력을 의미하며, P_r 은 설계 활하중, RF 는 설계 내하율, δ 와 i 는 각각 처짐과 충격계수이다. RF 와 아래첨자 ‘계산’으로 표기한 변수(δ, i)는 구조계산서, 즉 해당 교량의 설계 당시(*design*)의 상태로 산정된다. 이를 바탕으로 Eq. (4)를 다시 쓰면 Eq. (5)와 같이 표현된다.

$$P_{cur} = P_r \times RF_{design} \times \frac{\delta_{\text{계산,design}}}{\delta_{\text{실측,cur}}} \times \frac{1+i_{\text{계산,design}}}{1+i_{\text{실측,cur}}} \quad (5)$$

이와 같은 표현 방법으로 이전 상태(*pre*)의 교량 내하력은 Eq. (6)과 같이 나타낼 수 있다.

$$P_{pre} = P_r \times RF_{design} \times \frac{\delta_{\text{계산,design}}}{\delta_{\text{실측,pre}}} \times \frac{1+i_{\text{계산,design}}}{1+i_{\text{실측,pre}}} \quad (6)$$

이전 상태와 현재 상태의 동일한 변수를 제거하기 위해 Eq. (5)를 Eq. (6)으로 나누면 아래의 Eq. (7)과 같이 나타낼 수 있으며, 좌항의 이전 상태 내하력(P_{pre})을 우항으로 이항하면 Eq. (8)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{P_{cur}}{P_{pre}} = \frac{\delta_{\text{실측,pre}}}{\delta_{\text{실측,cur}}} \times \frac{1+i_{\text{실측,pre}}}{1+i_{\text{실측,cur}}} \quad (7)$$

$$P_{cur} = P_{pre} \times \frac{\delta_{\text{실측,pre}}}{\delta_{\text{실측,cur}}} \times \frac{1+i_{\text{실측,pre}}}{1+i_{\text{실측,cur}}} \quad (8)$$

즉, 이전 상태의 교량 내하력(P_{pre})을 알고 있다면 현재 상태의 교량 내하력(P_{cur})은 Eq. (8)을 통해 산정할 수 있다. 여기서 변위 δ 는 변형률로 대체 할 수 있다. 이와 같은 내하력 평가를 위해 실측에 의한 처짐과 충격계수 산정을 수행할 경우, 현장시험에 따른 교통통제나 차량제하시험(정적, 동적), 교량하부 진입과 계측의 어려움 등과 같은 여러 불편함이 수반된다.

따라서 제안된 내하력 추정 모델(Roh et al., 2015)에서는 실측값 대신 이를 이론적인 값으로 대체하여 현재 내하력을 추정하는 방법을 Eq. (9)와 같이 제안하고 있다. 상기의 충격계수 제안식(Eq. (1))에 따른 최대충격계수 응답스펙트럼을

활용하면 현재 공용중인 교량의 충격계수는 교량 고유진동수와 감쇠비를 통해 파악할 수 있으며, 초기 또는 이전 상태의 고유진동수 및 감쇠비, 충격계수를 알고 있다면 아래의 Eq (9)~(11)을 활용하여 현재의 내하력 수준을 추정할 수 있다.

$$P_{cur} = P_{pre} \times (K_{\delta} \times K_i) \quad (9)$$

$$K_{\delta} = \frac{\delta_{pre}}{\delta_{cur}} \equiv \left(\frac{f_{1,cur}}{f_{1,pre}} \right)^2 \quad (10)$$

$$K_i = \frac{1 + i_{pre}}{1 + i_{cur}} \quad (11)$$

여기서 P_{pre} 는 이전 상태의 교량내하력이며, 산정은 기존 방법 (MLTM and KISTEC, 2010)인 $P_{pre} = P_r \times R.F \times$ (응력보정계수) 을 따른다. P_r 은 설계활하중, $R.F$ 는 교량의 내하율이다. 또한 K_{δ} 는 정적응답계수, K_i 는 동적응답계수를 나타낸다. 정적응답계수(K_{δ})는 변위응답을 기반으로 하여 휨강성과 고유진동수의 관계를 통해 Eq. (10)과 같이 고유진동수의 비로서 결정되며, 동적응답계수(K_i)는 동적증폭계수의 비로서 Eq. (11)와 같다. 본 연구에서는 정적응답계수와 동적응답계수를 통칭하여 응답계수로 명명하였다.

3. 이동하중의 편측재하조건

3.1 FE모델 및 편측재하조건

본 연구에서는 단순 슬래브교를 대상으로 편측재하조건이 교량의 변위를 기준으로 산정되는 충격계수와 응답계수에 미치는 영향을 분석하기 위해 Fig. 1과 같은 쉘(Shell) 요소 기반의 FE모델(SAP2000)을 활용하였다. FE 모델의 휨강성(EI)은 $7.65 \times 10^{10} \text{ Nm}^2$ 으로서 등방성 균일 콘크리트로 가정하여 탄성계수 27.2GPa, 밀도 2,380 kg/m³, 포아송비 0.15, 감쇠비 2%를 적용하였다(Hong et al., 2017). 또한 편측 이동하중 영향 분석을 위한 단순교는 왕복 2차선 조건(표준 차로 폭 3.6 m)으로 폭(B) 10m로 가정하였으며, 차량 한 대가 통과하는 조건으로 한정하였다. 그리고 이동하중의 축(axle)이 재하되는 위치와 응답 계측위치에 따라 교량의 최대 변위가 달라질 수 있으므로 이에 대한 영향을 검증하기 위해 Fig. 2와 같이 하중 재하조건과 계측 위치를 구성하였다. 총하중이 432 kN인 DB-24하중(KRTA, 2010)은 1.8m의 폭을 가지는 두 점(two-track)으로 분산하여 재하 하였다.

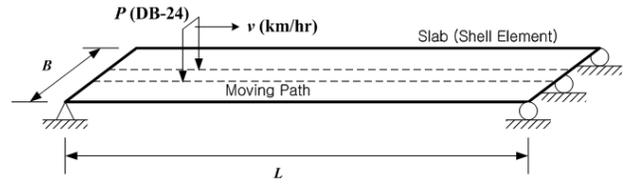
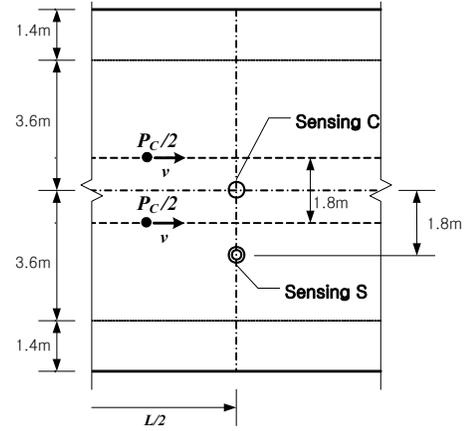
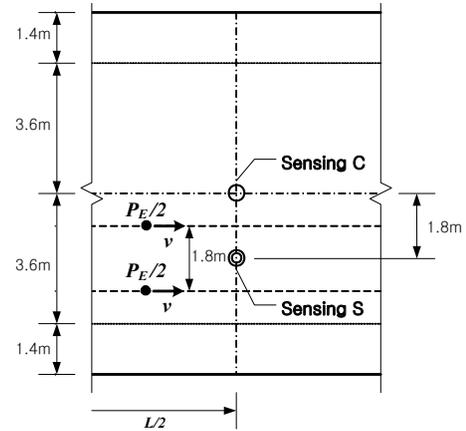


Fig. 1 Simple Slab Bridge



(a) Central Moving Load (Case 1, P_C)



(b) Eccentric Moving Load (Case 2, P_E)

Fig. 2 Cases of Moving Load

이동하중의 중앙재하조건(Case 1)은 Fig. 2(a)에 나타난 바와 같이 두 축 하중의 중심이 교량의 중앙선을 통과하도록 설정하였으며, 편측재하조건(Case 2)은 Fig. 2(b)에 나타난 바와 같이 교량 중앙선에서 측면으로 1.8m 이동한 선에 하중의 중심이 통과하도록 설정하였다. 이동하중으로 인한 변위 계측 지점은 축하중이 통과하는 두 경로(Path) 중앙선의 지간 중앙부로서 Fig. 2에 나타난 바와 같이 두 경우 모두 중앙부(Sensing C)와 측면부(Sensing S)로 구분하여 동일하게 적용하였다. 각 경우(Case)에 대한 구분은 Table 1과 같다. 변위 계측 지점(Sensing Location)에 따른 영향은 동적응답의 차이로 분석하였으며 재하경로(Loading Path)에 따른 영향은 최대충

격계수와 응답계수를 통해 분석하였다.

Table 1 Analysis Combinations

Index	Cases		Effect Analysis
	Notation	Description	
Sensing Location	Sensing C	Center	①
	Sensing S	Side	
Loading Path	Case 1 (P _C)	Central Loading	②, ③
	Case 2 (P _E)	Eccentric Loading	

① Difference of Dynamic Responses
 ② Peak Impact Factor
 ③ Response Factor

3.2 고유진동수에 따른 최대 충격계수 유발속도

Eq. (1)을 이용하여 2% 감쇠비(ξ)와 120km/hr의 설계속도(v)를 가정한 단순교의 최대충격계수 응답스펙트럼과 이때의 유발속도를 Fig. 3에 나타내었다. Fig. 3의 가로축은 교량 고유진동수와 지간길이의 곱($f_1 \times L = f_1^*$)이며, 본 연구에서는 넓은 범위의 f_1^* 을 고려하기 위해 교량의 지간길이(L)를 20 m 부터 100 m까지 확장하였다.

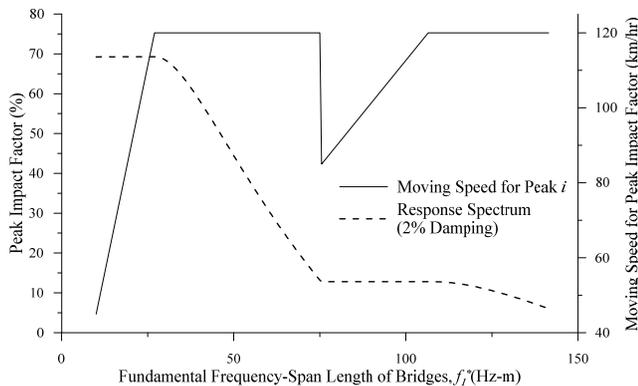


Fig. 3 Moving Speed for Peak Impact Factor

이에 따른 1차 고유진동수(f_1)는 5.76부터 0.23 Hz까지 분포하게 된다. 고유진동수와 지간길이의 곱으로 변환한 진동수-길이(f_1^*)는 Fig. 3의 x축 값으로서 우측의 y축 값에 대응하는 실선의 값을 통해 해당 지간 단순교의 최대 충격계수 유발속도를 찾을 수 있다.

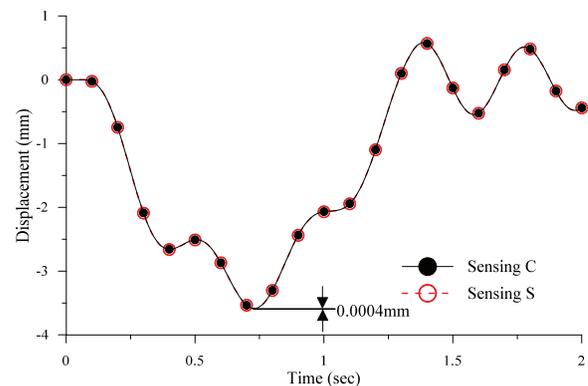
다음 4장에서 수행된 이동하중에 따른 동적해석에서는 Fig. 3의 최대 충격계수 유발속도를 입력 값으로 하였으며, 내하력 평가를 위한 응답계수의 경우 Fig. 3의 점선으로 나타난 최대충격계수 응답스펙트럼을 비교군으로 활용하였다.

4. 이동하중의 편측재하에 따른 충격계수

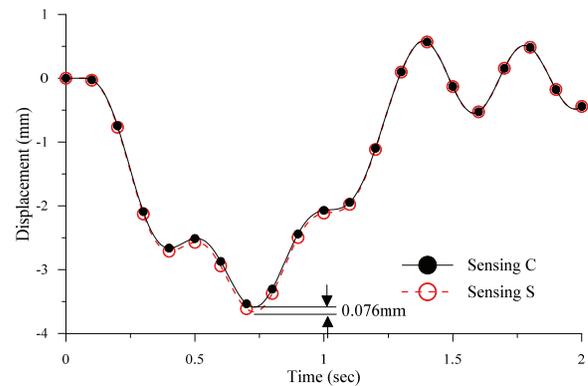
4.1 계측위치에 따른 동적 변위 응답

교량의 충격계수 산정을 위해서는 차량 통과시 발생하는 모멘트, 변위 등의 다양한 응답이 활용될 수 있지만 일반적으로 변위를 사용하고 있다. 본 연구에서도 지간 중앙부의 변위를 충격계수 산정 변수로 선택하였다. FE모델에서 보 또는 프레임 요소를 활용할 경우 교량의 폭에 따른 하중재하 조건이나 변위의 편차는 배제되지만 Fig. 1과 같은 셸(Shell) 요소를 활용할 경우 폭 방향에 대한 변수가 추가된다. 이로 인해 Fig. 2와 같이 차량하중이 통과하는 위치(P_C, P_E)와 변위를 계측하는 위치(Sensing C, Sensing S)의 조합에 따라 분석하고자 하는 결과에서 차이가 발생할 수 있다.

이에 대한 확인을 위해 지간 30m의 단경간 모델을 기준으로 이동하중이 중앙부(Case 1)와 편측(Case 2) 재하조건으로 통과할 때의 동적변위를 계측 위치에 따라 Fig. 4에 나타내었다. Case 1의 경우, Fig. 4(a)에 나타난 바와 같이 폭 기준 중앙부에서 변위를 계측(Sensing C)할 때와 측면 계측(Sensing S)에 따른 차이는 0.0004mm로 차이가 거의 발생하지 않는다. 하지만 Case 2의 경우, 계측위치에 따른 동적변위의 차이는



(a) Central Load (Case 1)



(b) Eccentric Load (Case 2)

Fig. 4 Dynamic Displacements According to Moving Load

Fig. 4(b)에 나타난 바와 같이 0.076mm로 증가하게 된다. 상기의 수치모델의 중앙부 기준(Case 1-Sensing C)으로 발생하는 최대 정적변위는 3.15mm 이며, 충격계수 산정 시 이를 정적 응답의 기준으로 고정한다면 계측위치에 따른 동적변위의 차이가 0.0004mm와 0.076mm는 충격계수에서 각각 0.01%와 2.41%의 차이를 나타내게 된다. 즉, 계측위치에 따른 변위의 차이가 발생할 경우, 절대적인 크기로서는 큰 의미를 부여할 수 없지만 정적변위에 대한 비로서 결정되는 충격계수 산정에 있어서는 영향을 미치게 된다. 또한 충격계수는 최대응답을 기준으로 산정하기 때문에 하중 재하 위치와 처짐의 관측 위치는 동일해야 한다.

따라서 수치해석을 기반으로 한 본 연구에는 작은 유효숫자에도 충격계수가 달라질 수 있으므로 정확한 비교 분석을 위해 이동하중이 재하되는 위치에서 최대로 발생하는 변위 (Case 1-Sensing C, Case 2-Sensing S)를 활용하였다.

4.2 편측재하에 따른 충격계수

도로교설계기준(KRTA, 2010)에 따르면 활하중에 의한 교량 설계시 설계부재에 가장 불리한 응력이 발생하도록 재하하기 때문에 편측하중을 고려하지만 충격계수 산정에서는 편측하중에 대한 영향여부가 불명확하다. 따라서 본 절에서는 편측 재하 여부(Case 1-Sensing C, Case 2-Sensing S)가 충격계수 산정에 미치는 영향을 FE모델을 통해 분석하였다. Table 2는 수치해석 결과로서 중앙부 재하와 편측 재하에 따라 발생하는 최대 정적 및 동적 변위와 최대 충격계수($i_{peak} = (\delta_d - \delta_s) / \delta_s, \%$)를 20m 부터 100m 지간 조건(L)만을 변화시킨 단순교에 대해 나타낸 것이다.

충격계수 비교에 앞서 4.1절에서 기술한 바(30m 지간 조건)와 같이 편측 재하 조건에 의해 최대 동적변위가 증가하므로 20m 부터 100m 지간 조건의 교량에 대해 최대 정적 및 동적 응답의 변위 증가량을 우선적으로 비교하였다. Table 2에 나타난 중앙부 재하(Case 1)와 편측 재하조건(Case 2)에 따른 최대 변위 차이를 비($\delta_{case2} / \delta_{case1} - 1, \%$)로서 정적변위와 동적변위로 구분하여 x축과 y축으로 각각 나타내면 Fig. 5와 같이 나타낼 수 있다. 최대 변위의 차이는 장지간이 될수록 작아지며, 단지간이 될수록 증가하게 된다. 그리고 실선으로 나타낸 기준선은 각각의 차이 비가 1:1 조건으로서 편측재하에 따른 정적변위와 동적변위의 증가율이 같음을 의미한다. 이 기준선과 수치해석에 의한 차이 비가 동일하다면 편측재하가 되더라도 충격계수는 중앙부 재하조건과 동일하게 나타난다. 하지만 수치해석 결과, 편측재하(Case 2)로 인한 차이는 Fig. 5의 점선으로 나타난 바와 같이 기울기가 1:0.947 정도이며, 기준선보다 0.195 정도 아래에 위치하는 것을 확인할 수 있다. 이는 동적변위의 증가율이 정적변위의 증가율 보다 작음을

의미하며, 지간 길이가 바뀌더라도 충격계수 산정이 미치는 영향은 비교적 일정하게 유지된다.

Table 2 Maximum Displacements and Peak Impact Factors

L [m]	Case 1-Sensing C			Case 2-Sensing S		
	Static Displ., δ_s [mm]	Dynamic Displ., δ_d [mm]	Peak Impact Factor, i_{peak} [%]	Static Displ., δ_s [mm]	Dynamic Displ., δ_d [mm]	Peak Impact Factor, i_{peak} [%]
20	0.93	1.06	13.42	0.98	1.10	12.96
25	1.82	2.07	13.76	1.88	2.13	13.33
30	3.15	3.59	13.99	3.22	3.66	13.69
40	7.48	10.11	35.22	7.59	10.23	34.79
50	14.63	22.16	51.41	14.78	22.31	50.98
75	49.51	82.93	67.52	49.73	83.12	67.14
100	117.47	197.61	68.23	117.78	197.83	67.97

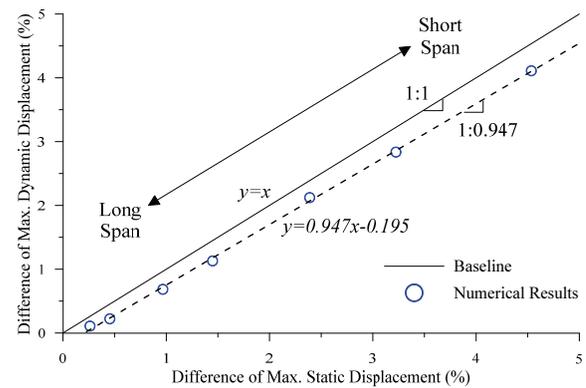


Fig. 5 Difference of Maximum Displacements

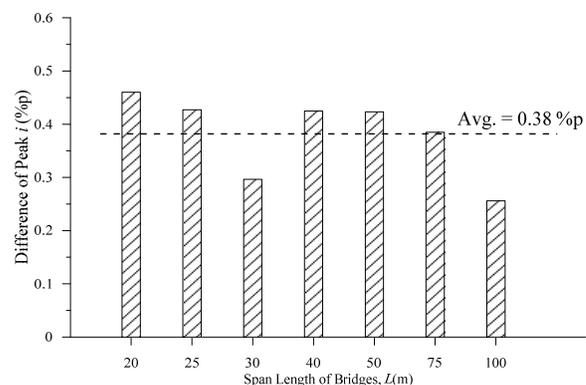


Fig. 6 Difference of Peak Impact Factor

Fig. 6은 Table 2의 최대 충격계수(i_{peak})를 중앙부 재하(Case 1)와 편측 재하(Case 2)에 따른 차이(%op)로서 교량 지간에 대해 나타낸 것이다. 다양한 지간 조건에서 충격계수는 중앙부 재하 조건(Case 1)이 편측재하 조건(Case 2) 보다 모두

크게 나타났으나 충격계수 차이의 평균은 0.38%p 수준이다. 즉, 편측재하조건 적용 시 최대 정적 및 동적 변위는 모두 증가하지만 충격계수 산정에 있어 동적변위 보다 정적변위의 증가량이 더 크기 때문에 충격계수는 오히려 감소하게 된다. 하지만 이러한 차이는 0.5%p 미만으로서 교량의 설계 및 성능평가에 크게 영향을 미치는 수준은 아니며, 중앙부 재하 조건만을 가진 1차원 요소(보, 프레임)를 수치해석에 활용하더라도 동적성능 평가의 신뢰성 있는 결과를 도출할 수 있다.

5. 교량 성능감소와 이동하중의 편측재하에 따른 응답계수

5.1 교량 성능감소에 따른 최대 충격계수 변화

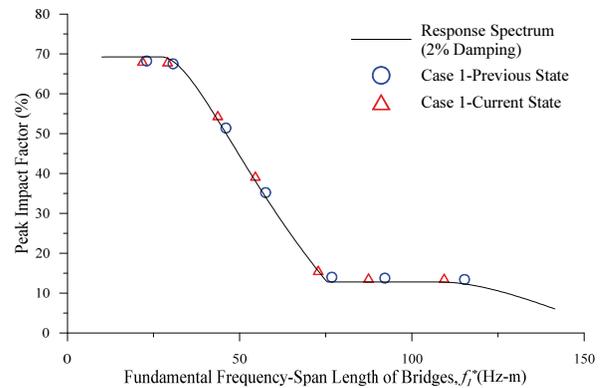
일반적인 교량의 내하력 평가는 실측에 의한 현재 교량상태의 내하율과 계산에 의한 응력보정계수를 활용하여 시행하지만 Roh et al. (2015)에 따르며 2.2절에 기술한 바와 같이 교량의 고유진동수와 주파수-최대충격계수 응답스펙트럼을 통해 추정된 최대 충격계수만으로 응답계수를 산정하여 내하력을 평가할 수 있다. 본 절에서는 단순교의 성능감소시 편측재하가 최대 충격계수에 미치는 영향을 우선적으로 분석하였다. 이를 위한 FE 모델의 기본적인 조건은 3.1절과 동일하게 적용하였으며, 공용기간에 따른 성능 감소는 휨강성의 10% 감소로 가정하였다. 또한 이동하중의 재하와 계측조건은 Fig. 2의 중앙부 재하와 편측 재하조건에 대해 최대변위가 발생하는 계측지점 (Case 1-Sensing C, Case 2-Sensing S)을 적용하였다.

FE모델을 기준으로 교량의 휨강성이 10% 감소하였을 경우 교량의 지간길이(L)에 따른 1차 모드의 고유진동수는 Table 3에 나타난 바와 같이 약 5.1%정도 감소하게 된다. 이와 같은 고유진동수의 변화는 최대 충격계수 유발속도(Fig. 3)를 변화시키게 되며, 이에 따른 유발속도를 Table 3에 나타내었다. Table 3에 나타난 최대 충격계수 유발속도(v_{ip})를 FE 모델

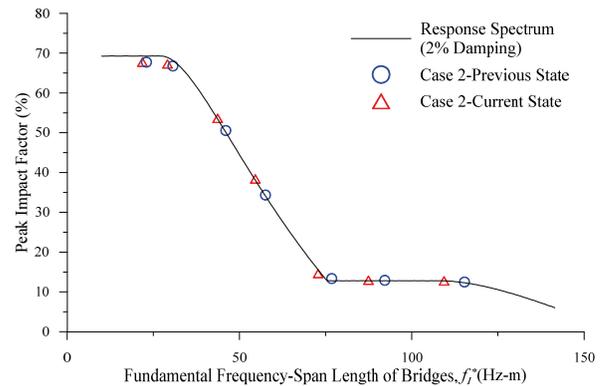
Table 3 Frequencies versus Moving Speeds

L [m]	Previous State, E1 (27.2 GPa)			Current State, E2 (24.48 GPa)		
	Mode 1, f_1 [Hz]	f_1^* [Hz-m]	v_{ip} [km/hr]	Mode 1, f_1 [Hz]	f_1^* [Hz-m]	v_{ip} [km/hr]
20	5.765	115.29	120	5.469	109.38	120
25	3.686	92.16	102.5	3.497	87.43	97.5
30	2.559	76.76	85	2.427	72.82	120
40	1.438	57.54	120	1.365	54.58	120
50	0.920	46.02	120	0.873	43.65	120
75	0.409	30.67	120	0.388	29.09	120
100	0.230	23.00	102.5	0.218	21.82	96.5

의 이동하중 속도로 적용하면 이전 상태(Previous State)와 현재 상태(Current State)의 발생 변위에 따른 최대 충격계수는 Fig. 7과 같이 나타난다.



(a) Central Loading (Case 1) & Center Sensing (Sensing C)



(b) Eccentric Loading (Case 2) & Side Sensing (Sensing S)

Fig. 7 Peak Impact Factor of Moving Loads

Fig. 7에 따르면 FE 모델의 휨강성 감소시 이전 상태(원형 심벌, ○)와 현재 상태(삼각 심벌, △)의 충격계수는 진동수-길이(f_1^*)에 따른 충격계수를 단순보를 활용(Eq. (1))하여 나타낸 주파수-최대충격계수 응답스펙트럼의 경향과 거의 일치한다. 또한 본 연구에서 주안점을 둔 중앙부 재하 조건(Fig. 7(a))과 편측 재하 조건(Fig. 7(b))의 비교에 있어서도 중단지간 영역($f_1^* > 40$ Hz-m)에서 중앙부 재하 조건(Case 1)의 충격계수가 주파수-최대충격계수 응답스펙트럼에 비해 미소하게 크게 발생하지만 전체적인 경향은 응답스펙트럼과 거의 일치할 뿐만 아니라 그 차이 자체도 상당히 작게 나타난다.

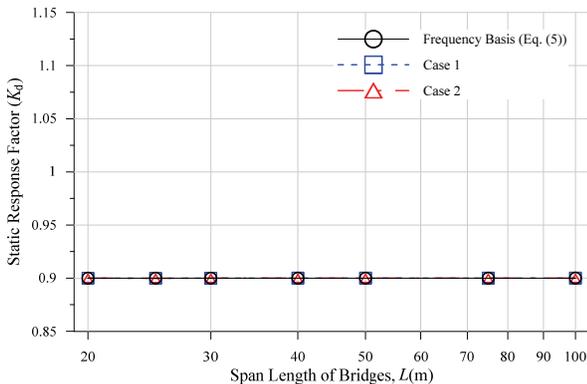
교량의 성능감소시 충격계수 자체의 크기보다 응답스펙트럼을 따라가는 경향의 중요성은 Eqs (10) and (11)에서 제시한 바와 같이 각 변수의 비를 활용한 정적 및 동적응답계수의 산정과정에서 나타난다. 즉, Fig 7에서 나타난 미소한 차이는 최종적인 내하력 결과에 있어 큰 차이를 발생시키지 않음을 유추할 수 있으며, 보다 자세한 응답계수 산정결과는 다음 5.2

절에서 분석하였다.

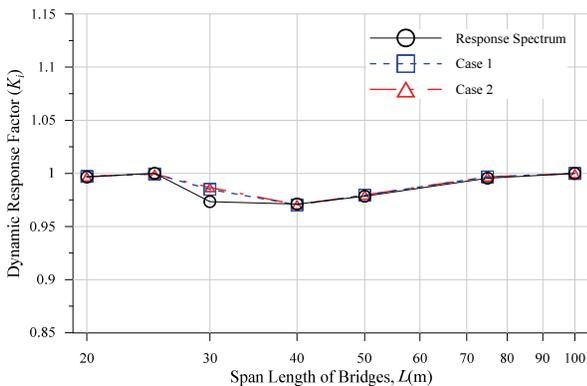
5.2 편측재하에 따른 응답계수

공용 중인 교량의 내하력은 이전 상태와 현재 상태의 고유 진동수와 충격계수를 통해 정적 및 동적응답계수를 산정하여 Eq. (9)에 적용함으로써 평가할 수 있다. 결국, Eq. (9)에 제시된 내하력 추정 모델에서 가장 중요한 계수는 Eq. (10)의 정적응답계수와 Eq. (11)의 동적응답계수이다. 본 절에서는 공용 중에 교량의 휨강성 감소를 가정한 최대 정적처짐과 최대 충격계수(Fig. 7)를 바탕으로 편측 재하조건이 응답계수 산정에 미치는 영향을 이론 기반(고유진동수, 주파수-최대충격계수 응답스펙트럼)의 응답계수 산정결과와 비교·분석하였다.

Fig. 8은 휨강성 감소에 따른 최대 정적처짐과 최대 충격계수를 Eqs (10) and (11)에 각각 적용하여 계산한 정적응답계수와 동적응답계수를 교량의 길이에 대해 나타낸 것이다. Fig. 8(a)는 중앙부 재하(Case 1)와 편측 재하(Case 2) 조건에 따라 발생하는 최대 정적처짐을 활용한 정적응답계수로서 Case 1과 Case 2 모두 0.9 정도로 나타난다. 이는 정적성능의 감소율은 편측 재하조건에 상관없이 거의 동일함을 의미하며, 고유진동수를 기준으로 산정한 정적응답계수와 비교했을 때에도



(a) Static Response Factors



(b) Dynamic Response Factors

Fig. 8 Response Factors of Moving Load

최대 차이의 비는 0.013% 이하로서 편측재하가 정적응답계수 산정에 미치는 영향이 미미함을 확인할 수 있다. Fig. 8(b)는 중앙부 재하(Case 1)와 편측 재하(Case 2) 조건에 따라 발생하는 최대 충격계수를 활용한 동적응답계수로서 교량의 길이 조건에 따라 0.97에서 1 사이의 값을 나타내게 된다. 이는 교량의 길이에 따라 동적성능의 감소율이 달라짐을 의미한다.

하지만 본 연구에서 주안점을 둔 편측재하 조건(Case 1, Case 2)에 따른 동적응답계수의 경향은 교량 길이가 달라지더라도 거의 유사하게 나타난다. 다만 30m 조건에서 주파수-최대충격계수 응답스펙트럼을 활용한 동적응답계수 산정결과와 비교했을 때 0.01 정도의 차이가 발생하는데, 이 차이의 수준을 비교해 보기 위해 Fig. 8(b)의 결과(K_i^{Cal})들을 응답스펙트럼($K_i^{Ref.}$)에 대한 차이의 비($K_i^{Cal}/K_i^{Ref.} - 1, \%$)로서 Fig. 9에 나타내었다.

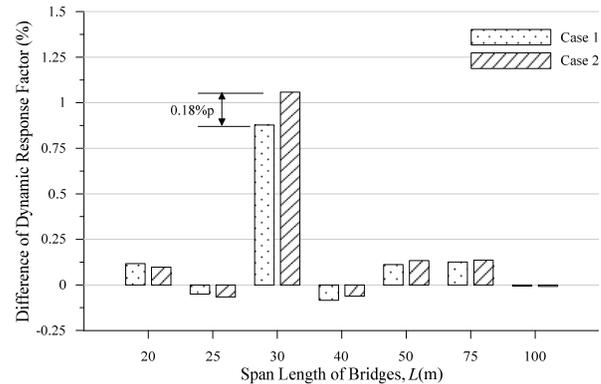


Fig. 9 Difference to Impact Factor Response Spectrum

Fig. 9에 따르면 교량 길이 조건에 따른 동적응답계수의 차이 비는 30m 조건을 제외하고 약 0.1% 내외로 나타나며, 30m 조건에서 동적응답계수의 차이 비가 소폭 증가하지만 1.06% 미만으로서 내하력을 평가하는데 있어 큰 영향을 미치지 않는다. 그리고 본 연구에서 분석하고자 한 편측 재하조건에 따른 비의 차이(%p)는 최댓값이 0.18%p(30m 조건) 정도로서 편측재하에 따른 영향이 크지 않다. 즉, 이동하중의 편측 재하는 교량의 부재력 평가를 위한 최대 응력 산정에는 영향을 미칠 수 있지만 동적 안전성 평가를 위한 충격계수나 내하력 평가를 위한 응답계수 산정에 있어서는 영향이 상당히 미미하게 나타난다. 따라서 교량 부재 상세 설계 등의 목적이 아니라면 1차원 요소 기반의 FE 모델 또는 응답스펙트럼을 활용하더라도 충분히 신뢰성 있는 결과를 도출 할 수 있다.

6. 결 론

본 연구에서는 교량의 동적성능 및 내하력을 판단할 수 있는 최대 충격계수와 응답계수의 산정에 있어 이동하중의 편측재하 조건이 미치는 영향을 수치해석적으로 분석하였다. 최대 충격계수와 응답계수 산정에서 단순교의 최대응답을 적용하기 위해 이동하중이 재하되는 경로(중앙 또는 편측)에서 최대 발생하는 변위를 활용하였다. 이에 따른 최대 충격계수와 응답계수에 각각 미치는 편측이동하중의 영향은 다음과 같다.

- (1) 중앙부 재하조건 대비 편측 재하조건 적용 시 최대 정적 및 동적 변위 발생량은 모두 증가하지만 충격계수 산정에 있어서는 동적변위 보다 정적변위의 증가량이 더 크기 때문에 편측재하에 따른 충격계수는 오히려 감소하게 된다. 하지만 이러한 차이는 0.5%p 미만으로서 교량의 설계 및 성능평가에 크게 영향을 미치는 수준은 아니며, 편측재하 조건을 적용할 수 없는 1차원 모델(보, 프레임)을 활용하더라도 동적성능 평가의 신뢰성 있는 결과를 도출할 수 있다.
- (2) 단순교의 휨강성 감소에 따른 정적 및 동적응답계수의 경우, 편측재하로 인한 영향은 정적응답계수보다 동적응답계수에서 다소 증가한다. 하지만 이론과 비교했을 때 최대 오차율의 차이는 0.18%p 정도로서 그 영향이 미미하기 때문에 중앙부 또는 편측 재하조건에 상관없이 계측 변위와 충격계수를 응답계수 산정에 활용할 수 있다.

즉, 이동하중의 편측 재하조건 적용 시 교량의 부재력 평가 단계에서는 영향을 미칠 수 있지만 최대 충격계수 산정이나 내하력 평가를 위한 응답계수 산정에 있어서는 영향이 상당히 미미하다. 따라서 교량 부재의 상세 설계가 목적이 아니라면 동적 안전성 분석을 위한 최대 충격계수 산정을 위해서는 1차원 요소기반의 FE 모델이나 주파수-최대충격계수 응답스펙트럼을 활용하더라도 충분히 신뢰성 있는 결과를 도출할 수 있다.

감사의 글

본 연구는 국토교통부가 발주하고 한국건설기술연구원이 수행하는 2017 교량통합관리시스템 운영 업무의 지원 사업으로 진행되었으며 지원에 감사드립니다.

References

- Chung, T. J., Shin, D.-K., and Park, Y.-S. (2008), Dynamic Response of Steel Plate Girder Bridges by Numerical Dynamic Analysis, *Journal of The Korean Society of Civil Engineers*, 28(1A), 39-49 (in Korean).
- Deng, Y. and Phares, B. M. (2016), Investigation of the Effect of Speed on the Dynamic Impact Factor for Bridges with Different Entrance Conditions, InTrans Project 14-521, Bridge Engineering Center, Iowa State University
- 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 Korean Society Hazard Mitigation*, 17(5), 233-240 (in Korean).
- Korea Road & Transportation Association (KRTA) (2010), Korean Bridge Design Specifications (in Korean).
- Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs (MLTM) and Korea Infrastructure Safety and Technology Corporation (KISTEC) (2010), Specific Guidelines of Safety Inspection and Precise Safety Diagnosis of Bridges (in Korean).
- 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 Hazard Mitigation*, 15(4), 169-176 (in Korean).
- Yang, Y. B., Yau, J. D., and Wu, Y. S. (2004), Vehicle-bridge Interaction Dynamics. World Scientific Publishing, Singapore.

Received : 08/21/2018

Revised : 10/16/2018

Accepted : 10/19/2018

요 지 : 교량 내하력 추정을 위해 제안된 모델에서는 응답계수를 충격계수 응답스펙트럼을 활용하여 산정하고 있다. 이때 충격계수 응답스펙트럼은 오일러-베르누이 보 모델을 바탕으로 차량이동하중이 교량의 폭 방향으로 중앙부에 재하된 조건으로 생성된 결과이다. 따라서 중앙부 차량재하가 아닌 편측 이동하중재하 시 충격계수와 응답계수의 변화를 분석해 볼 필요가 있다. 이를 위해 본 연구에서는 폭이 10m인 2차선 단순교를 대상으로 이동하중해석을 실시하여 최대 충격계수와 응답계수 변화를 분석하였다. 수치해석 결과, 중앙부 재하조건 대비 편측 재하조건 적용 시 최대 정적 및 동적 변위 모두 증가하지만 동적변위 보다 정적변위의 증가량이 더 크기 때문에 충격계수는 오히려 감소하게 된다. 하지만 이러한 차이는 0.5%p 미만으로서 그 영향이 크지 않다. 그리고 응답계수의 경우, 편측 재하조건으로 인해 정적응답계수보다 동적응답계수에서 차이가 더 크게 나타나지만 편측 재하에 따른 오차율의 차이는 0.18%p 정도로 매우 작았다. 즉, 편측 이동하중재하가 응답계수에 미치는 영향은 거의 없으며, 응답계수 산정에 있어서 중앙부 이동하중재하 조건으로 생성된 충격계수 응답스펙트럼을 활용하여도 충분한 예측이 가능하다고 판단된다.

핵심용어 : 단순교, 충격계수, 응답계수, 편측이동하중, 충격계수 응답스펙트럼
