

지반강성 및 고유진동수비에 따른 교량의 지진충돌해석

Seismic Pounding Analysis of Bridge According to Soil Stiffness and Natural Frequency Ratio

강승우¹⁾ · 최광규^{1)*} · 배병호²⁾ · 고재상²⁾

Kang, Seung Woo¹⁾ · Choi, Kwang Kyu^{1)*} · Bae, Byung Ho²⁾ · Ko, Jae Sang²⁾

¹⁾동아대학교 토목공학과 ²⁾한국시설안전공단

¹⁾Department of Civil Engineering, Dong-a University, ²⁾Korea Infrastructure Safety Corporation

/ A B S T R A C T /

This paper examines the pounding problem between adjacent decks subjected to strong earthquakes. The elastomeric bearings in an isolated bridge reduce the stresses on the superstructure and cushion the impact by transferring smaller seismic forces to the substructure. On the other hand, these bearings also allow large horizontal displacement of the superstructure due to seismic forces. Bridges having various supporting soil conditions and different frequency ratios between adjacent decks are investigated by numerical analysis. In the analysis, decision making is conducted whether the collision took place or not and, the magnitude of pounding force and the duration time of collision are obtained and the results are discussed.

Key words: Pounding, Pounding force, Adjacent decks, Soil condition, Frequency ratios

1. 서론

최근 들어 강진으로 인하여 막대한 인명피해는 물론이거니와 사회기반 시설 붕괴로 직간접적인 경제적 손실이 많이 발생하고 있다. 한반도에서의 지진활동도 최근 활발해 지는 경향을 보이고 있으며, 인구 밀집지역에서의 지진피해는 커다란 사회혼란을 초래할 수 있어 내진 설계에 대한 필요성이 높게 인식되고 있다. 최근의 교량구조물은 기술적 진보에 의해 슬림화 및 장대화 되고 있으며, 시공성 및 사용성에 의하여 형식이 다른 교량으로 연결 되어진 구조물이 늘어나고 있는 추세이다. 이러한 교량구조물은 각각 서로 다른 고유특성을 가지고 있어 큰 지반운동으로 인한 지진하중에는 상이한 응답을 나타낼 수가 있다. 그리고 지진 시 교각에서 상부구조물로 전달되는 힘을 감소시키기 위한 면진받침의 적용으로 인해 상부구조물의 거동이 크게 나타나기도 한다.

지진으로 인한 구조물 손상의 한 형태로 구조물 간의 충돌 현상은 1997년 San Fernando 지진, 1985년의 Loma Prieta 지진, 그리고 1995년의 Hyogo-ken Nanbu 지진 등에서 관측되었으며 이로 인해 구조물간의 충돌에 대한 관심을 가지게 되었다. 본 연구는 강지진을 받는 면진교량에서 인접

교량간의 충돌가능성을 수치해석에 의해 검토한 기초적 연구이다. 면진교량의 탄성받침은 하부구조의 지진력을 상부구조에 작게 전달하지만 지진에 의한 상부구조물의 수평방향 거동이 크게 발생하여 인접교량간의 동역학적 특성의 차이로 인해 서로 충돌하는 현상이 발생한다. 따라서 상이한 동적특성을 갖는 단위교량으로 구성된 교량시스템을 지진응답해석에 영향을 미치는 단순화 된 평면대구조로 모델링하여 상부구조물간의 충돌현상에 대한 응답해석을 수행하였다. 또 이와 같이 구조물간의 충돌이 일어나면 구조물에 큰 충격력이 발생하게 되며, 이 힘은 교량에 치명적인 손상을 유발한다.

Muthukumar and Desroches[1]는 단자유도계 구조물에 대한 충돌해석에서 입체역학적 방법(Stereo-Mechanical Approach) 및 접촉요소 방법(Contact Element Approach)을 이용하여 각각의 충돌요소에 대한 해석을 실행하였고, 비선형 감쇠 요소를 첨가한 Hertz Damp 모델을 개발하였다. Hao[2] Bi et al.[3] 등은 지반운동의 공간적 상이성, 지반응답해석, 지반구조물 상호작용 효과를 결합하여 교량의 응답을 구하고, 지진에 의한 상부구조의 충돌을 방지할 수 있는 신축이음부의 이격거리를 평가하였다. Li et al.[4]는 세 개의 웨이킹 테이블을 이용하여 인접한 세 교량 세그먼트에 발생하는 충돌력에 지반운동의 공간적 상이성이 미치는 영향을 실험적으로 평가하였다. Fig. 1은 Chile 지진 시 교량 거터간의 충돌로 인한 신축이음부의 파손이 발생한 사진이다.

*Corresponding author: Choi, Kwang Kyu

E-mail: kkchoi@dau.ac.kr

(Received 4 February 2014; Revised 9 May 2014; Accepted 9 May 2014)



Fig. 1. Pounding between girders of Puente Las Ballenas in 2010 Chile earthquake

국내에서는 1997년 Kim et al.[5,6]등은 단자유도로 단순화된 교량 모형에 비정상과정인 인공지진이력을 적용하여 1000개의 응답시간이력으로 구성된 확률과정으로부터 낙교위험도를 분석하였고 또한, 기초의 회전변위와 병진변위가 상부변위에 미치는 영향 및 교각의 비선형 거동을 고려한 3자유도 교량모형을 이용하여 교량의 동적거동특성을 분석하고, 낙교에 대한 확률적 특성을 분석하였다. 2006년 Kwon et al.[7]는 강지진을 받는 면진교량을 대상으로 인접 교량간의 충돌에 대하여 충격력 저감모형을 고려하지 않은 경우와 충격력 저감모형을 고려한 경우로 나누어 수치해석하여 충돌 발생 시 지진 응답 특성과 충격력에 대해서 비교하였다. 그 결과 인접교량간의 충돌 시 발생하는 큰 충격력을 완화시키기 위해 양 교량간에 완충장치를 배치한 충격 완화 모델이 충돌 시 발생하는 충격력을 저감시키는 효과가 있다는 것을 해석적으로 검토하였다. 2011년 Choi et al.[8]는 교량 상부구조 간에 발생하는 충돌에 대한 특성을 분석하기 위해 접촉요소 방법에 대해 고찰하고 이를 실험적으로 검증하기 위해 탄성받침이 설치된 교량 상부구조를 모형화한 콘크리트 교량모델에 대한 진동대 실험을 실시하여 충돌강성에 적절한 적용계수를 이용하여 충돌 후 거동을 잘 모사할 수 있는 충돌강성 수준을 산출하였다.

본 연구는 탄성받침을 사용하는 교량을 평면대대구조로 모델링하여 충돌현상에 대한 충돌메카니즘의 해석적 평가를 실시한다. 또 지진하중을 산정하여 지반 강성값에 따른 충격력 및 서로 다른 교량간의 고유진동수비에 따른 충격력을 산정하고 그에 대한 평가를 실시한다.

2. 충돌 판정 및 충격력 산정

2.1 충돌현상

지진에 의한 교량의 충돌은 인접한 두 진동계의 고유주기 차이나 각각의 진동계에서의 지진파 도달시간 차이 등으로 인하여 발생하게 되는 두 진동계 사이의 상대변위가 두 진동계 사이의 여유 공간을 초과할 경우에 발생하게 된다. 본 연구에서는 충돌판정에 대해 다음과 같이 정의한다. 우선 각 시간 step에 있어서 충돌이 발생하고 있지 않다고 가정한다. 만약 충돌이 발생한다면 두 교량간의 변위를 초과하는 상대변위를 상쇄시키기 위해 접촉

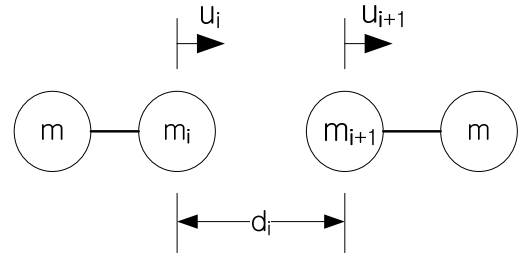


Fig. 2. Contact element

반력을 양방향으로 재하한다. 이것에 의해 전달되어진 에너지 및 충돌지속 시간을 계산하고 시스템 전체의 거동에 대한 해를 얻을 수 있다. 충돌요소를 구성하는 선형스프링은 인접한 두 진동계 사이의 여유 공간에서만 작용하므로 충돌이 발생하게 되는 조건은 c식 (1)과 같이 정의 될 수 있다.

$$\delta_i = u_i - u_{i+1} - d_i \geq 0 \tag{1}$$

여기서 δ_i 는 인접한 교량간의 상대변위를 d_i 는 인접한 교량간의 간격을 u_i 는 좌측교량, u_{i+1} 은 우측교량의 수평변위를 나타낸다. Fig. 2는 충돌부 요소를 나타낸다.

2.2 충돌해석

비선형적 특성을 갖는 충돌현상을 모델링하기 위하여 사용되는 수치적 해석 방법은 입체역학적 방법(Stereo-Mechanical Approach)과 접촉요소 방법(Contact Element Approach)으로 크게 둘로 나뉜다.

입체역학적 방법은 순간적인 시간에 충돌이 발생한다고 가정하고, 충돌이 일어난 후 구조물의 속도를 수정하기 위하여 운동량 평형(momentum balance)과 복원계수(coefficient of restitution)를 사용한다. 이 방법은 Papadrakakis et al.[9], Athanassiadou et al.[10] 그리고 Malhotra[11]가 사용하였으며 시스템 구성에 상당한 변화가 일어날 정도로 충돌 지속시간이 길다면 입체역학적 방법은 사용할 수 없다. 또한 기존의 상용 소프트웨어로 구현하기가 힘든 단점이 있다.

접촉요소 방법으로 Linear Spring Element, Kelvin-Voigt Element, 그리고 Hertz Contact Element 등이 있으며[12-16], 적용이 쉽고 논리적 특성이 직관적이기 때문에 교량의 충돌해석에 널리 사용된다. 접촉요소는 충돌요소로서 인접교량간의 충돌이 발생하지 않는 경우에는 시스템 상에서 구현되지 않고, 충돌 발생 시 활성화 되어 충격력이 계산된다. 충격력은 대상 구조물의 변형과 충돌 시 접촉요소의 강성에 의해 계산되며, 접촉요소는 필요한 경우 감쇠요소와 함께 결합되어 사용되기도 한다. 충돌 시 사용되는 강성은 구조물이 서로 겹치는 것을 방지하기 위하여 매우 큰 값으로 가정하여 구조물의 변위를 제한한다. 이 방법의 단점은 사용되는 스프링 강성의 정확한 값이 불분명하다는 것이고, 또한 매우 큰 스프링 강성 값을 사용하기 때문에 비현실적으로 과도한 충격력이 산정될 수 있으며, 수치적으로 수렴하는데 있어서 문제가 발생할 수 있다.

2.3 충격력 산정

본 연구에서는 충격력 산정을 위해 Fig. 3, Fig. 4와 같은 Linear Spring Model을 이용한다. 이 모델은 충돌 지속 시간 동안의 에너지소산을 포함할 수 없다는 단점이 있지만 간단한 충돌요소로서 해석이 용이하다는 장점이 있다. 지진력에 의해 가진되는 접촉요소를 적용한 구조시스템의 운동방정식은 식 (2)와 같다. 식 (3)의 접촉조건에 따라 식 (2)의 운동방정식에서 충격력으로 지진력과 함께 작용한다.

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 & 0 \\ 0 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 & 0 \\ 0 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} F_C \\ -F_C \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (2)$$

$$\begin{aligned} F_c &= k_l(u_1 - u_2 - d_i) & ; u_1 - u_2 - d_i \geq 0 \\ F_c &= 0 & ; u_1 - u_2 - d_i < 0 \end{aligned} \quad (3)$$

여기서 k_l 은 스프링요소의 충돌강성이며, d_i 는 두 구조물간의 간격을 나타낸다. 충격력은 두 구조물의 상대변위에 충돌강성의 곱으로 계산된다. 여기서 사용된 충돌강성은 충격력을 산정하는데 가장 중요한 인자이다. 많은 연구자들의 실험을 통한 결과에 따르면 충돌강성은 다양한 범위를 가지고

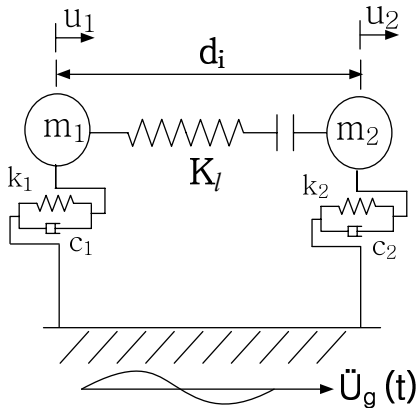


Fig. 3. Linear spring model

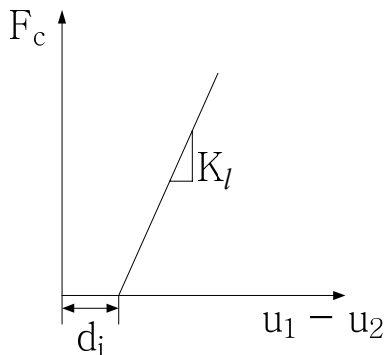


Fig. 4. Contact force relation

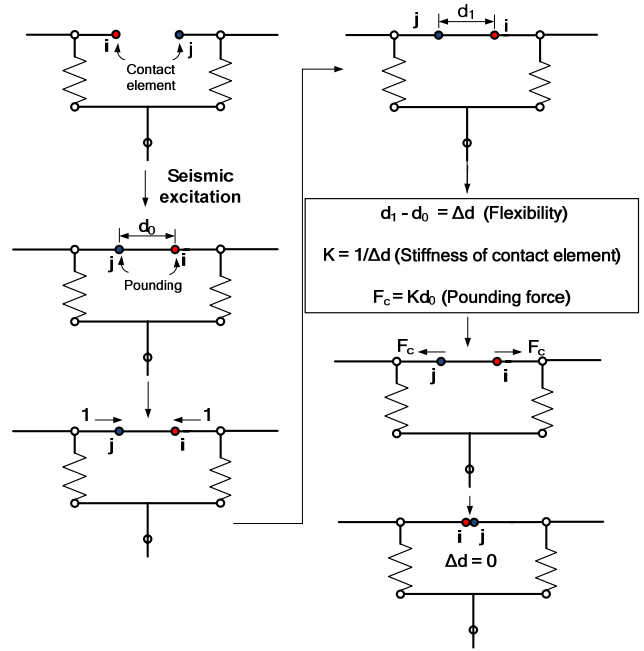


Fig. 5. Estimation method for stiffness and pounding force by pounding

있으며, 또한 명확하지 않다. 실 예로 Choi et al.[8]는 충돌 강성을 평면에서 충돌하는 두 구조물의 사이에서 축 방향 강성 중 큰 강성을 사용하였고 또한 Kim et al.[5,6]는 교각 강성의 비로서 산정하였다. 해석대상 교량은 비교적 복잡한 다자유도 구조물로서 직접적으로 강성을 산정하는 것이 쉽지 않다. 그래서 본 연구에서는 충돌 시 스프링 강성 값을 산정하기 위해 Fig. 5와 같이 충돌이 판정된 후 충돌요소에 충돌 방향으로 단위 하중을 재하시켜 그때 계산된 교축방향 상대변위와 단위 하중을 재하지 않았을 때의 상대변위의 차의 역수를 취함으로써 충돌스프링의 강성을 산정한다. 충돌스프링의 강성은 각각의 충돌 시간마다 다시 계산되고 계산되어진 강성에 두 구조물의 상대변위를 곱하여 충격력을 산정한다.

3. 수치해석 모델 및 해석

3.1 해석대상 교량의 제원

본 해석연구에 이용된 교량은 최근 국내 및 국외에서 시공실적이 많은 교량형식을 적용하였다. 지진하중에 대한 충돌을 고려해 Fig. 6에서와 같이 좌측3경간은 연속PSC Beam교, 우측2경간은 Steel Box교로 구성된 혼합교량 형식이다. 상부구조 교축방향의 단위길이 당 중량은 좌측교량이 0.2 MN/m, 우측교량이 0.05 MN/m이다. 탄성받침을 적용한 면진교량으로서 모든 받침부의 강성은 수평방향으로는 9.12×10^3 kN/m를 사용하고 수직방향은 1.63×10^6 kN/m 값을 사용한다. 강지진시 교량 교축방향으로 비교적 큰 수평변위를 고려하여 인접교량간의 간격은 100mm이다. 해석대상 교량에 대한 수치해석 모델은 Fig. 7에 나와 있다. Fig. 8은 해석대상교량의 충돌요소부를 확대한 것으로 충돌요소를 I Node, J Node로써 정의하며 식 (2)에서 정의한 바와 같이 Node I, J의 상대변위가 100mm 이상이 되

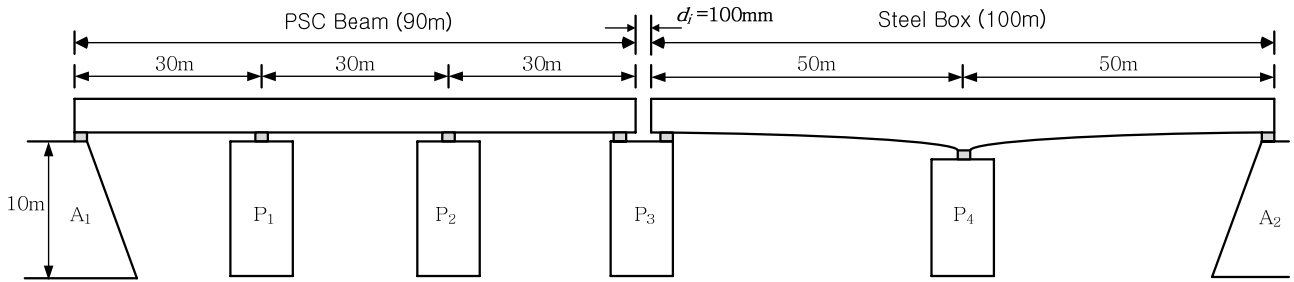


Fig. 6. Summary of bridges

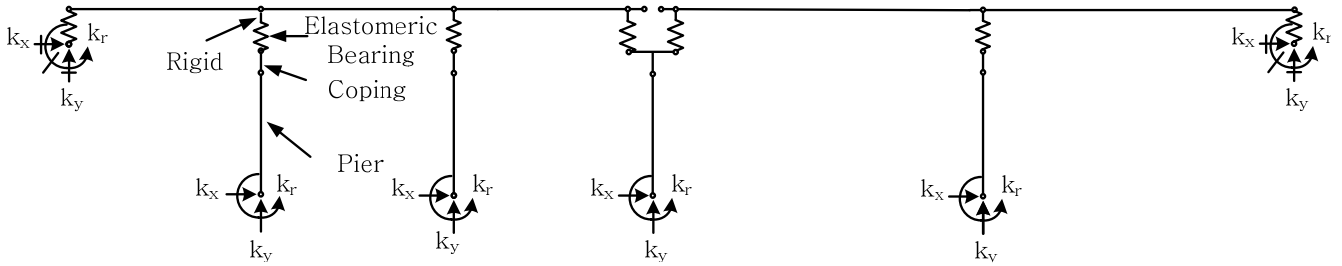


Fig. 7. Structural model of bridge

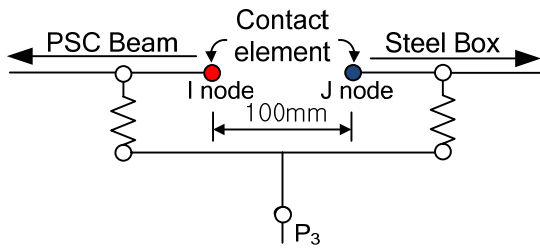


Fig. 8. Contact element of bridge

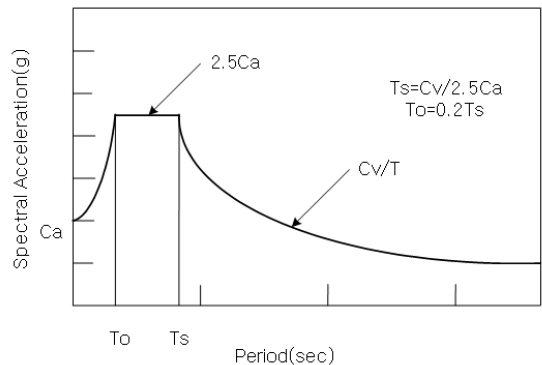


Fig. 9. Standard design response spectrum

면 충돌이 발생하는 것으로 간주한다.

3.2 입력지진파의 산정

본 논문에서는 인공지진파를 이용하여 해석을 수행한다. 실제로 발생한 지진은 진앙이 서로 다르고 지진의 전파 경로에 따라 그 특성이 바뀌기도 하기 때문에 이러한 지진파만을 이용하여 해석한 결과를 설계에 반영하는 데는 무리가 따른다. 또한 실제 지진기록은 그 크기를 조정하여 목표로 하는 최대값을 만족시킨다 하더라도 설계 응답스펙트럼을 만족시키지는 못한다. 그러므로 설계 응답스펙트럼에 부합하는 인공지진을 산정하고 이를 이용하여 해석을 수행하여 그 결과를 설계에 반영하는 것이 필요하다.

인공지진이력은 주기와 위상각, 진폭이 다양한 정현함수와 포락함수를 중첩하여 식 (4)와 같이 시간의 함수로 나타낼 수 있다[17].

$$\ddot{x}_g(t) = E(t) \sum_{i=1}^n C_i \sin(\omega_i t + \phi_i) \quad (4)$$

여기서, $E(t)$ 는 가속도-시간이력곡선의 진도포락 함수이고, C_i 는 진폭,

ω_i 는 진동수 그리고 ϕ_i 는 위상각이다. 위상각은 독립무작위 수로 0과 2π 사이에서 일정한 분포를 갖는다.

인공지진이력의 합성 시 기반조건을 고려한 C_a 와 C_v 값을 사용하여 시간간격 및 지속시간을 적절히 산정하고 최소주기와 최대주기를 선정해 인공지진이력을 합성하게 된다.

현재 EESK[18]가 제안한 내진설계기준연구(II)에서는 우리나라를 지진재해도 해석결과를 근거로 하여 지진구역별로 지반 가속도를 다르게 정의하고 있다. 내진설계 기준연구(II)에 고려하고 있는 표준 설계 응답스펙트럼은 Fig. 9에 보인 바와 같다.

본 논문의 충돌 해석에 사용하는 인공지진이력은 지진구역 I로 하고 지표면에 대한 응답스펙트럼을 이용하여 인공지진파를 산정하기 위해 지반의 종류는 단단한 토사지반 S_D 로 하였으며, C_a 와 C_v 는 각각 0.222와 0.354로 가정한다. 최소주기 0.01초, 최대주기 3초, 시간간격 0.01초, 지속시간 24초로 하여 생성시킨다. 보다 신뢰성 있는 결과의 도출을 위해 여러 개의 지진파를 생성하였으나 본 논문의 관점이 지반강성과 구조물의 고유

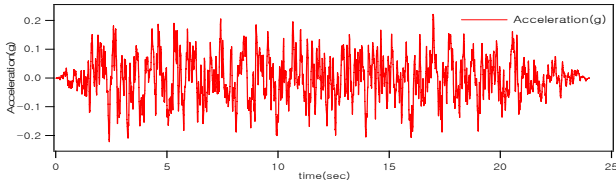


Fig. 10. History of artificial seismic wave

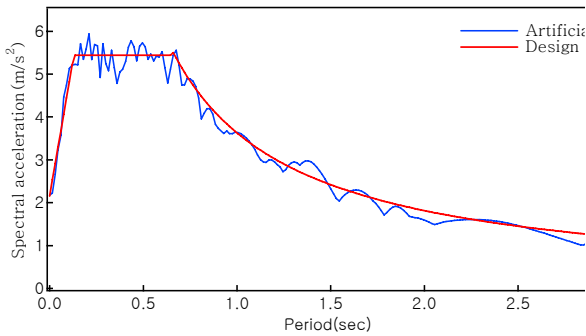


Fig. 11. Comparison of the response spectra

진동수에 따른 충돌해석이기에 때문에 설계응답스펙트럼과 일치하는 하나의 지진파를 사용하여 지반강성 및 고유진동수에 대한 매개변수 해석을 수행한다. Fig.10은 해석에 사용된 인공지진파 시간이력이고 Fig.11은 인공지진파의 응답스펙트럼과 설계응답스펙트럼을 비교한 것이다.

3.3 수치해석을 위한 매개변수

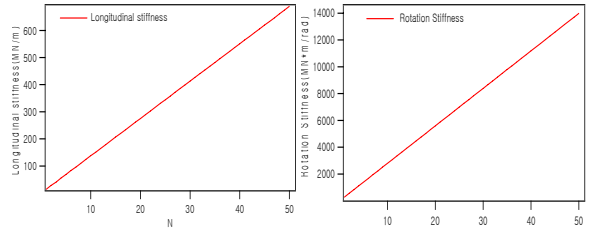
3.3.1 지반강성

Gazetas[19]가 제안한 직접기초의 등가강성을 이용하여 지반강성의 변화에 따른 위의 수치해석 모델에 대한 지진응답해석을 수행하였다. 지반강성 값은 표준관입시험으로 얻은 N치를 바탕으로 전단탄성계수를 구하여 Gazetas[19]가 제안한 등가 강성 스프링 요소를 사용하여 지반강성 값을 산정하였으며 이것은 Fig.12에 나타난 바와 같이 선형적으로 증가되는 것을 알 수 있다. 이렇게 계산되어진 지반 강성 값을 이용하여, 각각의 지반의 상태에 따라 교각부 지반을 등가의 스프링으로 모델링 하고 충격력이 어떻게 교량에 영향을 미치는지에 대한 검토를 위해 지반의 N치를 1에서 50까지 변화시켜가며 총 50번의 시간이력해석을 수행한다.

3.3.2 고유진동수비

좌측과 우측 교량 사이의 고유진동수 비에 따른 응답의 변화를 검토한다. Fig. 7의 해석 모델의 교축방향 1차 모드 고유진동수는 Fig. 13에 나타내었다. 고유진동수는 좌측교량이 0.70 Hz이고, 우측교량은 1.15 Hz이다.

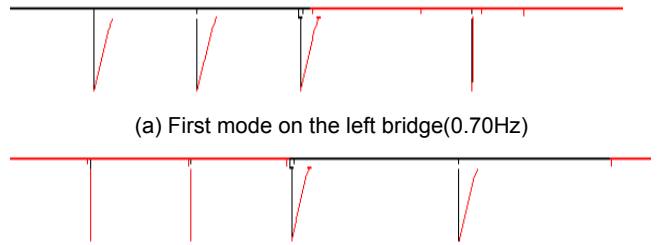
양 교량간의 고유진동수의 차이에 따른 지진응답의 변화를 검토하기 위해 오른쪽 교량의 각 받침부의 강성을 10KN/m에서 3.00×10^4 KN/m 까지 변화시켜가며 총 85번의 시간이력 해석을 수행하였다. 이 경우 좌측교량과 우측교량의 고유진동수비를 산정하고 인접교량간의 고유진동수비에 따른



a) Horizontal

b) Rotational

Fig. 12. Soil stiffness value according to the value of N



(a) First mode on the left bridge(0.70Hz)

(b) First mode on the right bridge(1.15Hz)

Fig. 13. First mode of bridge(longitudinal)

충격력이 어떻게 변화되는지에 대한 검토를 수행한다.

4. 수치해석 결과

4.1 지반강성값에 따른 충돌해석

Fig. 14에서 지반의 강성값이 작아지면 고유진동수가 감소하여 교량이 유연해진다. 특히 N10 이하에서는 양쪽 모두 고유진동수가 급격히 감소하는 것을 볼 수 있다. 지반의 강성값에 따른 충격력의 변화를 보여주는 Fig. 15를 통하여 해석대상 교량은 N치가 11이하에서는 충돌이 발생하지 않았고, 12에서 50사이에서는 지반이 견고 할수록 지진에 의한 충격력의 크기가 증가되는 추세를 보인다. 또 N치가 40이 넘는 경우와 지반을 고정단으로 모델링했을 때의 충격력 값이 비슷하게 나타난다. 이것은 충돌 현상 자체가 두 교량의 상부 구조의 상대 변위가 겹치는 부분에서 발생하는 것이고, 지반의 강성값이 작아지게 되면 교량의 고유진동수에 의한 두 교량의 상부구조 변위의 위상차 보다 하부 구조에 의한 변위가 전체 교량의 변위를 지배하기 때문이다. 하부 구조의 경우 좌-우 지반을 모두 같은 강성으로 모델링하였기 때문에 변위의 위상차가 작고 따라서 전체 구조물의 상대변위는 감소하게 된다.

2.2 충돌해석에서 언급한바와 같이 충돌요소가 구현되지 않으면 충돌이 일어나지 않고 인접교량간의 거리는 중첩이 된다. 충격력 산정에 있어 가장 큰 매개변수인 좌-우측 교량의 변위응답을 Fig. 16 Fig. 17 Fig. 18에 나타냈다. Fig. 16은 N치에 따른 좌측 교량의 절대변위를 Fig. 17은 우측 교량의 절대변위를 Fig. 18은 두 교량간의 상대변위를 나타낸다. 절대변위의 경우 N50에서 N10사이에서 큰 차이를 보이지 않지만 강성이 작은 N10이 N50에 비해 고유진동수가 감소함에 따라 변위 응답이 조금씩 뒤로 밀리면서

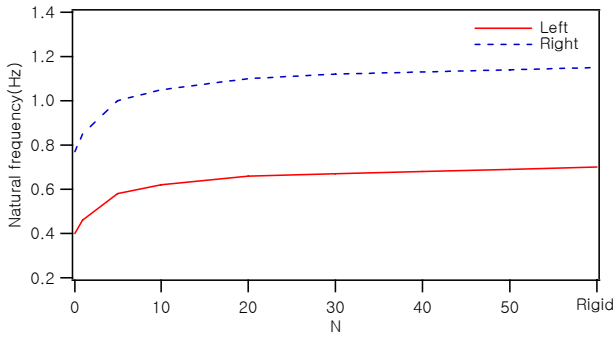


Fig. 14. Natural frequency of bridge according to the value of N

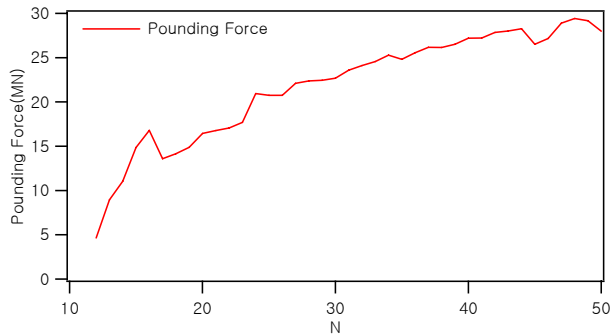


Fig. 15. Pounding force on the value of soil stiffness

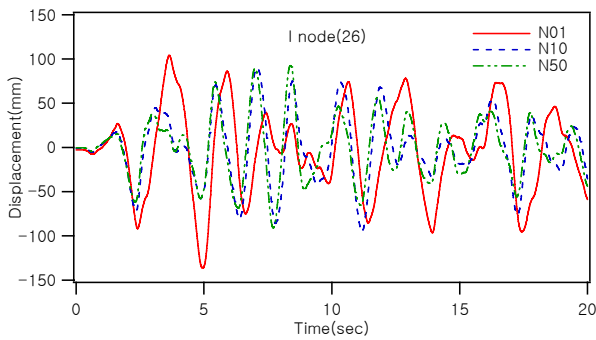


Fig. 16. Displacement according to the value of soil stiffness

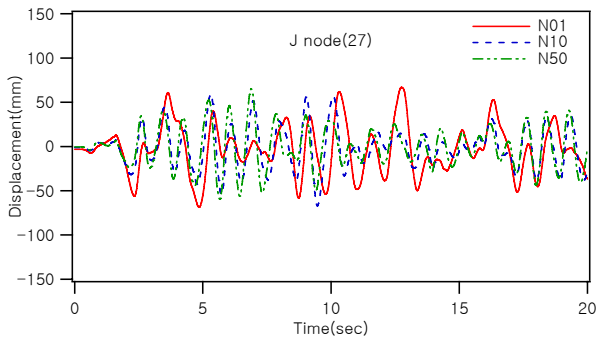


Fig. 17. Displacement according to the value of soil stiffness

서 10초 이후의 응답은 더 크게 나타난다. 또한 강성이 가장 작은 N01 경우에는 좌측 교량과 우측 교량 모두 고유진동수가 크게 감소하여 전체적인 변위 응답이 뒤로 밀리고, 응답의 크기도 많이 증가하는 것을 볼 수 있다. 충돌

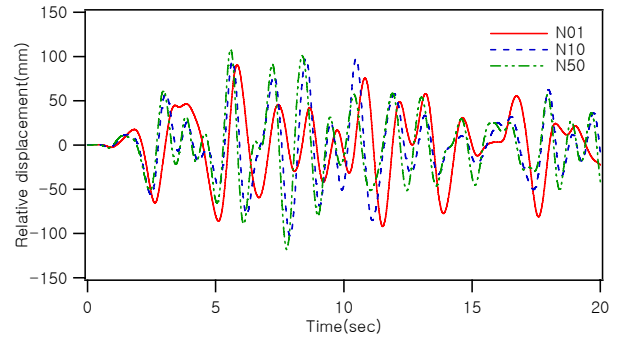


Fig. 18. Relative horizontal displacement according to the value of soil stiffness

을 발생시키는 상대 변위에서는 N50에서 N10사이에서 가장 큰 충격력이 발생하는 시간 5.4초에서 지반 강성이 큰 N50이 N10보다 변위가 큰 것을 볼 수 있다. 또한 N01인 경우 좌-우 교량의 위상차가 많이 줄어들어 상대 변위의 감소가 큰 것을 확인할 수 있다.

4.2 고유진동수비에 따른 충돌해석

좌-우측 교량의 고유진동수는 약 0.45 Hz 차이가 나며 고유진동수비에 따른 충돌해석을 수행하기 위하여 우측교량 받침부의 강성을 증감하였다.

Fig. 19에 고유진동수비에 따른 상대변위를 나타내었고 여기서 f_1 은 좌측교량의 고유진동수, f_2 는 우측교량의 고유진동수이다. 해석대상교량에서는 고유진동수비가 0.5 일 때 상대변위가 가장 크게 나타나며, 고유진동수의 비가 1 전후에서는 거의 0에 가깝게 나타난다. 이것은 두 교량의 고유진동수비가 상대변위에 아주 큰 영향을 미친다는 것을 보여준다. 특히 두 교량의 고유진동수가 2배 이상 차이가 날 때 아주 큰 상대변위가 발생하는 것을 보여준다.

Fig. 20에는 고유진동수비에 따른 충격력을 나타내었다. 상대 변위가 100 mm를 초과하는 부분에서는 충돌이 발생하였고, 충격력 최댓값은 진동수 비가 2일 때 가장 크게 나타난다. 상대 변위는 0.5에서 최댓값을 보이지만, 충격력은 2에서 최댓값이 나타나는 이유는 고유진동수를 변화시키기 위해 받침부의 강성을 변화시켰고, 그로인해 구조물의 강성이 커져서 충격력 산정 시 사용되는 충돌강성 값이 더 크게 산정되기 때문이다.

Fig. 21 Fig. 22 Fig. 23은 각각 상대변위 및 충격력이 최대인 진동수비에서의 충돌부의 절대변위를 나타내었다. 그래프에서 I node의 변위 값은 모두 일정하며 J node의 변위는 고유진동수비가 증가함에 따라 감소하는 것을 볼 수 있다. 또한 두 선이 겹치는 부분이 충돌이 발생하는 시점이다. 진동수비가 0.5인 경우 약 5.4초에서 두 노드 사이의 변위의 위상이 반대가 되고 상대변위가 가장 크다. 진동수비가 1인 경우 좌-우 교량은 완전히 같은 거동을 하게 되고 상대변위는 일정하게 유지된다. 진동수비가 2인 경우 우측교량은 고유진동수가 증가하여 동적응답은 작아지게 된다. 하지만 진폭이 좁아져서 좌측교량과 다른 위상의 변위 응답이 발생하고 그로 인해 충돌이 발생한다.

고유진동수비가 0.75에서 1.4사이에서는 상대 변위가 100mm를 초과하지 않아 충돌이 발생하지 않는 것으로 해석되었다. 이는 이 구간에서 좌-우 교량의 변위 위상이 거의 일치하기 때문이다. 또한 고유진동수비가 3이

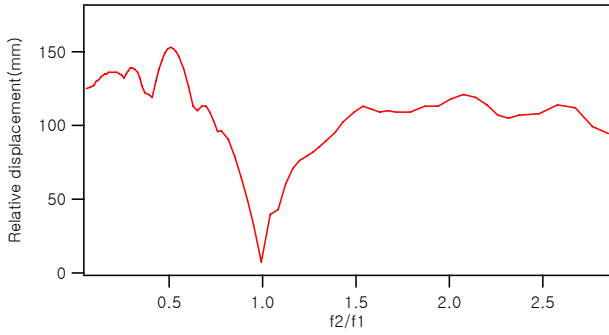


Fig. 19. Relative displacement on natural frequency ratio

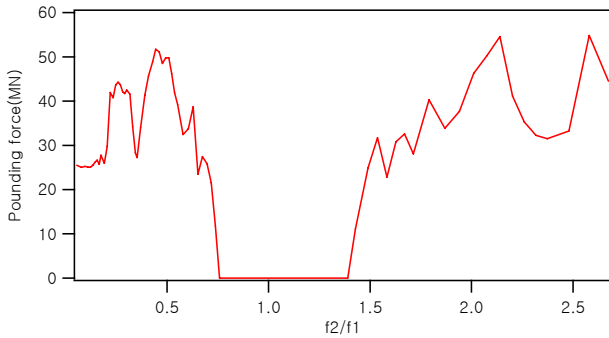


Fig. 20. Pounding force on natural frequency ratio

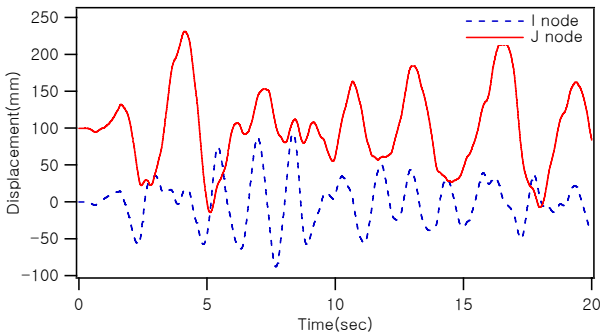


Fig. 21. Displacement of natural frequency ratio 0.5

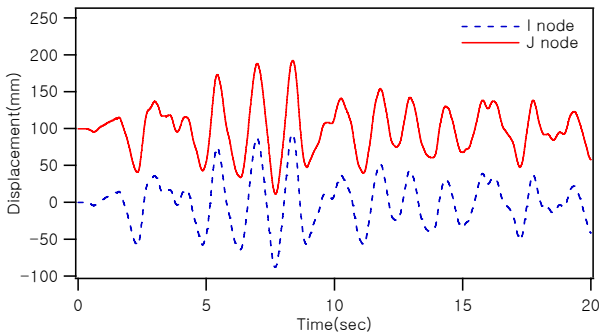


Fig. 22. Displacement of natural frequency ratio 1

상에서도 충돌이 발생하지 않았는데 이는 우측교량의 강성이 너무 커서 동적 응답이 거의 0에 가까워지고 좌측교량의 절대 변위가 두 교량사이의 유

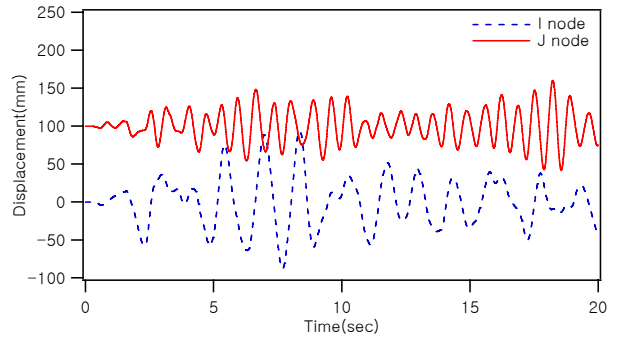


Fig. 23. Displacement of natural frequency ratio 2

간인 100mm 보가 작기 때문에 충돌은 발생하지 않는다. 강 지진시 교량의 충돌을 피하기 위해서는 좌-우 교량의 고유진동수비를 1에 가깝게 하든지 아니면 두 교량 사이의 유간을 충분히 확보할 필요가 있다.

5. 결론

본 연구는 강지진을 받는 면진교량에서 인접교량간의 충돌을 고려하여 지진응답을 구한 해석적 연구이다. 이와 같은 충돌에 대해서 지반의 물성치의 변화에 따른 충격력과 양 교량간의 고유진동수비에 따른 충격력을 구하여 그 결과들을 고찰한 결과는 다음과 같다.

- 1) 강지진시 발생할 가능성이 있는 인접교량간의 충돌현상을 본 연구에서 개발한 충돌요소 알고리즘을 이용하여 고려할 수 있고 충돌 시 충격력을 산출할 수 있다.
- 2) 해석대상교량에 대하여 인공지진력을 교축방향으로 입사시켰을 때 지반의 강성이 작을수록 충격력이 작게 나타난다. 이는 지반의 강성 값이 작아지게 되면 교량의 고유진동수에 의한 두 교량의 상부구조의 변위의 위상차 보다 하부 구조에 의한 변위가 전체 변위를 지배하기 때문이다.
- 3) 인접교량간의 고유진동수 비에 따라 상대변위 및 충격력의 크기가 달라지며 해석 교량의 경우 고유진동수비가 0.5 일 경우 상대변위는 최댓값이 나타났고, 충격력은 진동수비가 2 일 때 나타난다. 상대변위와 충격력이 각기 다른 위치에서 최댓값을 갖는 이유는 교량의 고유진동수에 따라 충돌강성이 다르기 때문이다. 고유진동수비가 0.75에서 1.4 사이에서는 좌-우 교량의 변위 위상이 거의 일치하기 때문에 충돌이 발생하지 않는다. 또한 고유진동수비가 3 이상에서는 우측교량의 강성이 너무 커서 동적 응답이 거의 0에 가까워지기 때문에 충돌이 발생하지 않는다. 또 충돌 요소 사이의 유간거리에 따라 충돌 판정 여부가 좌우되며 유간거리가 크다면 교각 폭의 증가 또는 받침지지길이의 감소, 차량 주행성 감소 등 부가적인 문제가 따르게 된다.
- 4) 인접교량간의 충돌에 대한 보다 정확한 해를 얻기 위해서는 입력 지진파의 공간적 상이성 고려한 해석 및 지반-구조물 상호작용 해석을 수행할 필요가 있으며, 충돌단면의 형상의 변화에 따른 충격력 변화에 대한 검증이 필요하므로 실험적 연구가 병행되어야 할 것으로 사료된다.

/ 감사의 글 /

이 논문은 2013년도 정부(미래창조과학부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 연구입니다 (No. 2013R1A1A2009508).

/ REFERENCES /

1. Muthukumar S, Desroches R. Evaluation of Impact Models for Seismic Pounding. 13th World Conference on Earthquake Engineering. 2004 Aug 1-6; Vancouver, B.C., Canada: Paper No. 235.
2. Hao H. A parametric study of the required seating length for bridge decks during earthquake. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1998;27(1):91-103.
3. Bi K, Hao H, Chouw N. Influence of ground motion spatial variation, site condition and SSI on the required separation distances of bridge structures to avoid seismic pounding. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2011;40(9):1027-1043.
4. Li B, Bi K, Chouw N, Butterworth JW, Hao H. Experimental investigation of spatially varying effect of ground motions on bridge pounding. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2012;41:1959-1976.
5. Kim SH, Ma HS, Koo HS. Analysis of unseating failure of various types of bridge spans under seismic excitations. *Proceedings of EESK Conference-Spring*. 1998 Apr 1:123-130.
6. Kim SH, Ma HS, Kim SJ, Lee SW. Effect of pounding and friction upon bridge motions under seismic excitations. *Proceedings of EESK Conference-Fall*. 1999 Oct 1:193-202.
7. Kwon YL, Kim JW, Choi KK. Pounding mechanism and mitigation effect of pounding between adjacent decks during strong earthquake. *Journal of Ocean Engineering and Technology*. 2006; 20(5):63-69.
8. Choi HS, Kim JW, Kong YE, Jung JH, Kim IT. Pounding characteristics of a bridge superstructure on rubber bearings. *Journal of Earthquake Engineering Society of Korea*. 2011;15(4): 13-21.
9. Papadrakakis M, Mouzakis H, Plevris N, Bitzarakis S. Lagrange multiplier solution method for pounding of buildings during earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1991;20(11):981-998.
10. Athanassiadou CJ, Penelis GG, Kappos AJ. Seismic response of adjacent buildings with similar or different dynamic characteristics. *Earthquake Spectra*. 1994;10(2):293-317.
11. Malhotra PK. Dynamics of seismic pounding at expansion joints of concrete bridges. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*. 1998; 124(7):794-802.
12. Maison BF, Kasai K. Analysis for type of structural pounding. *ASCE Journal of Structural Engineering*. 1990;116(4):957-975.
13. Anagnostopoulos SA. Pounding of buildings in series during earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1988;16(3):443-456.
14. Jankowski R, Wilde K, Fuzino Y. Pounding of superstructure segments in isolated elevated bridge during earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1998;27(5):487-502.
15. Pantelides CP, Ma X. Linear and nonlinear pounding of structural systems. *Computers & Structures*. 1998;66(1):79-92.
16. Chau KT, Wei XX. Pounding of structures modeled as non-linear impacts of two oscillators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2001;30(5):633-651.
17. SIMQKE, A program for artificial motion generation user's manual and documentation, Department of Civil Engineering, M.I.T. 1976.
18. Earthquake Engineering Society of Korea, A study of seismic design criteria(II). Ministry of Construction and Transport. 1997.
19. Gazeeas. Foundation vibrations, *Foundation engineering Handbook*, 2nd ed :c1991. p.553-593.