

공간적으로 변화하는 입력지진으로 인한 교량의 지진거동특성

배병호* · 최광규** · 강승우*** · 송시영****

Bae, Byung Ho* , Choi, Kwang Kyu** , Kang, Seung Woo*** , Song, Si Young****

Seismic Behavior of Bridges Considering Ground Motion Spatial Variation

ABSTRACT

The ground motions of large dimensional structures such as long span bridges at different stations during an earthquake, are inevitably different, which is known as the ground motion spatial variation effect. There are many causes that may result in the spatial variability in seismic ground motion, e.g., the wave passage effect due to the different arrival times of waves at different locations; the loss of coherency due to seismic waves scattering in the heterogeneous medium of the ground; the site amplification effect owing to different local soil properties. In previous researches, the site amplification effects have not been considered or considered by a single-layered soil model only. In this study, however, the ground motion amplification and filtering effects are evaluated by multi-layered soil model. Spatially varying ground motion at the sites with different number of layers, depths, and soil characteristics are generated and the variation characteristics of ground motion time histories according to the correlation of coherency loss function and soil conditions are evaluated. For the bridge system composed of two unit bridges, seismic behavior characteristics are analyzed using the generated seismic waves as input ground motion. Especially, relative displacement due to coherency loss and site effect which can cause the unseating and pounding between girders are evaluated. As a result, considering the soil conditions of each site are always important and should not be neglected for an accurate structural response analysis.

Key words : Spatial variation of ground motion, Wave passage, Coherency loss, Site amplification, Seismic behavior characteristics

초 록

장대교량과 같이 길이가 긴 다 지점 구조물에서는 각 지점에서의 지반운동은 차이가 난다. 이것은 지반운동의 공간적 변화로 알려져 있다. 지반운동의 공간적 변화는 각각 다른 위치에서의 지진파 도착시간의 차이에 의해 발생하는 파동전파 효과, 이질적인 지반매체에서의 지진파 산란에 의한 일관성손실, 부지의 지반특성에 따른 부지증폭 효과 등의 이유에 의해 발생한다. 기존연구에서는 부지증폭 효과를 고려하지 않거나, 지반을 단층으로 모델링하여 이를 고려하였으나, 본 연구에서는 다층의 지반에 의한 지반운동의 증폭 및 필터링이 구조물의 지진거동에 미치는 영향을 평가하였다. 서로 다른 지층의 수와 깊이 그리고 지반특성을 가지고 있는 부지에서 공간적으로 변화하는 지반운동을 생성하였고, 일관성손실 함수의 상관성 정도와 각 부지의 지반조건에 따른 지반운동의 시간이력의 변화특성을 평가하였다. 또한, 두 개의 단위 교량으로 이루어진 교량 시스템을 대상으로 각각의 부지 조건에 맞게끔 생성된 지진파를 입력으로 하는 교량해석을 통해 각 단위교량 및 단위교량 간 지진거동 특성을 비교분석하였다. 특히, 일관성손실과 지반조건이 두 교량 간 충돌 및 낙교를 유발할 수 있는 상대변위에 미치는 영향을 평가하였다. 해석결과 각 부지의 지반조건을 고려는 아주 중요하며 실제 구조해석에서 무시되어서는 안 될 것으로 판단된다.

검색어 : 지반운동의 공간적 변화, 파동전파, 일관성손실, 부지증폭, 지진거동특성

* 한국시설안전공단 대리 (Korea Infrastructure Safety Corporation · bbh18@hanmail.net)

** 정회원 · 교신저자 · 동아대학교 토목공학과 교수 (Corresponding Author · Donga University · kkchoi@dau.ac.kr)

*** 정회원 · 동아대학교 토목공학과 박사후연구원 (Donga University · kangsw2060@empas.com)

**** 정회원 · 동아대학교 토목공학과 박사과정 (Donga University · ilre2001@naver.com)

Received January 13, 2015/ revised May 20, 2015/ accepted June 11, 2015

1. 서론

지점 사이의 거리가 비교적 짧은 구조물의 지진해석에서는 지진 운동의 파장 보다 구조물의 크기가 상대적으로 작기 때문에 전체 구조물의 기초에 동일한 지반운동을 입력하는 것으로 가정하는 것이 합리적이다. 그러나 긴 지간의 교량이나 파이프라인 및 댐과 같은 규모가 큰 구조물의 경우, 지진하중이 작용하는 동안 각 지점에서의 지반운동은 반드시 차이가 난다. 이것은 지반운동의 공간적 변화로 알려져 있다. 이는 각각 다른 위치에서의 지진파 도착시간 차이에 의해 발생하는 파동전파 효과(Wave Passage Effect), 이질적인 지반 매체에서의 지진파 산란에 의한 일관성손실(Coherency Loss), 각 부지의 특성에 따른 부지증폭 효과(Site Amplification Effect) 등의 이유로 발생하며 일반적으로 파동전파 이론, 파워스펙트럼 밀도함수, 그리고 일관성손실함수에 의해 모델링된다.

지반운동 파워스펙트럼 밀도함수와 공간적 변화모델은 진동수 영역의 응답스펙트럼 해석에서 여러 개의 지점을 가지는 구조물의 입력 값으로 바로 사용할 수 있다. 그러나 이들은 보통 상대적으로 단순한 구조의 모델에 대한 선형해석에서 사용된다. 복잡한 구조물이나 비선형 응답해석을 위해서는 시간영역에서의 해석이 필요하고 따라서 인공지진 지반운동의 시간이력 생성은 필수적이다. 구조물의 각 지점마다 적용할 공간적인 상관관계를 갖는 시간이력을 생성하기 위해 많은 연구자들이 다양한 방법을 제시하였다. Hao et al.(1989)은 기반암에서의 지반운동은 모두 동일한 파워스펙트럼 밀도함수를 갖는다고 가정하여 지표면의 여러 위치에서 공간적으로 변화하는 시간이력을 생성하는 방법을 제시하였다. 공간에 따른 지반운동의 변화는 경험적 일관성손실함수와 겹보기 전파속도에 따른 위상지연에 의해 모델링하였다. Der Kiureghian(1996)은 자기 다른 부지조건에 따른 전달함수 및 화이트노이즈 스펙트럼으로 표현한 지반운동 파워스펙트럼 밀도함수를 이용하여 일관성손실함수를 제안하였고, Deodatis(1996)는 여러 부지에서 자기 다른 파워스펙트럼 밀도함수를 갖는 지반운동을 시뮬레이션 하는 방법을 개발하였다. 최근에 Bi and Hao(2012)는 서로 다른 지반특성을 갖는 여러 지층으로 구성된 평탄하지 않은 지표면상의 여러 위치에서의 지반운동 시간이력을 생성하기 위해서 Der Kiureghian (1996)이 제안한 일관성손실함수를 사용하였고, 1차원 파동전파 이론을 이용하여 부지조건에 따른 전달함수를 유도하였다.

또한, 지반운동의 공간적 변화가 교량의 지진거동에 미치는 영향에 대한 연구가 수행되었다. 대부분의 연구들은 일관성손실함수의 상관성 및 지진파의 겹보기 속도에 따른 지반운동의 공간적 변화가 구조물의 변위응답에 미치는 영향을 분석하였다(Hao, 1998; Chouw and Hao, 2008). 그러나 공간적으로 변하는 지반운동은 일관성손실함수 뿐만 아니라 부지증폭 효과에 의해 서로

다른 특성을 가지게 된다. 부지증폭 효과에 의한 지반운동의 공간적 변화를 고려하기 위하여 Bi et al.(2010)은 지반의 전단파속도 및 깊이를 달리하여 교량해석을 수행하였다. 그러나 지반을 단순히 단층으로 모델링하여, 다층 지반에 의한 지반운동의 다양한 증폭 및 필터링은 고려되지 않았다.

본 연구에서는 다층의 지반에 의한 지반운동의 증폭 및 필터링이 구조물의 지진거동에 미치는 영향을 평가하기 위하여 공간적으로 변화하는 지반운동을 생성하고, 이를 입력지진으로 하여 상이한 동특성을 갖는 단위교량으로 구성된 교량시스템의 지진거동 해석을 수행하였다. 서로 다른 지층의 수와 깊이 및 지반특성을 가지는 100m 이격거리의 지표면상 두 위치에서의 전달함수와 지반운동 시간이력을 생성하였고, 일관성손실함수의 상관성 정도와 각 부지의 지반조건에 따른 지반운동 시간이력의 변화 특성을 평가하였다. 또한 지진 시 단위교량 간 지진응답의 주기 및 위상 차이로 발생하는 충돌을 피하기 위한 두 교량 간 상대변위를 평가하기 위하여 서로 다른 동특성을 가지는 두 개의 단위교량으로 이루어진 교량시스템을 평면대구조로 모델링하여 각각의 부지 조건에 맞게끔 생성된 지진파를 입력으로 하는 교량해석을 통해 각 단위교량 및 단위교량 간 지진거동 특성을 비교분석하였으며, 이를 통하여 일관성손실함수의 상관성 및 각 부지의 지반조건이 교량의 변위응답에 미치는 영향을 평가하였다.

2. 이론적 배경

2.1 기반암 운동

본 연구에서는 기반암의 여러 위치에서의 지반운동은 같은 강도와 진동수 성분을 가지고 있다고 가정하고, 기반암 운동을 정의하기 위해 일반적으로 가장 널리 사용되는 수정 Kanai-Tajimi 스펙트럼 밀도함수를 기반암에서 지반운동의 스펙트럼밀도함수로 사용한다.

$$S_g(\omega) = |H_F(\omega)|^2 S_0(\omega) \quad (1)$$

$$= \frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + (2\omega_f\omega\xi_f)^2} \times \frac{1 + 4\xi_g^2\omega_g^2\omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2\omega_g^2\omega^2} \Gamma$$

여기서, $S_g(\omega)$ 는 기반암에서의 지반운동 스펙트럼밀도함수이고, $|H_F(\omega)|^2$ 는 하이패스 필터함수이며(Clough and Penzien, 1993), $S_0(\omega)$ 는 Kanai-Tajimi 스펙트럼밀도함수이다. ω_g 와 ξ_g 는 Kanai-Tajimi 스펙트럼밀도함수의 중심진동수와 감쇠비이고, ω_f 와 ξ_f 는 하이패스필터의 중심진동수와 감쇠비이며, Γ 는 지반운동의 강도에 따른 스케일팩터이다.

2.2 파동전파 이론 및 부지응답 해석

부지응답 해석과 관련된 다양한 이론과 해석방법 중 지반운동의 증폭 및 필터링 효과를 만족스럽게 제공하는 Wolf의 1차원 파동전파 이론을 이용하여 지표면의 각 위치에서 부지응답을 구한다. 지표면의 운동 v_i 와 기반암의 운동 v_o 의 비율로 표현되는 부지응답 전달함수 $H(w)$ 는 아래와 같이 구할 수 있다(Wolf, 1985).

$$H(w) = \frac{v_i}{v_o} = \frac{1}{\cos kt^L d + \frac{i}{p} \sin kt^L d} \quad (2)$$

여기서, k 는 파수(wave number), t 는 입사각과 관련이 있는 매개변수, d 는 지층의 두께, i 는 허수단위이며, $p = t^R G^{*R} / t^L G^{*L}$ 는 기반암과 지층 사이의 임피던스 비(Impedance Ratio)이고, G^* 는 복소 전단탄성계수이며, 상첨자 R 과 L 은 각각 기반암과 지층을 의미한다.

2.3 일관성손실함수

일반적으로 두 시간이력 $u_j(t)$ 과 $u_k(t)$ 간의 일관성손실함수는 다음과 같이 정의된다(Abrahamson et al., 1991).

$$\gamma_{jk}(w) = \frac{S_{jk}(w)}{\sqrt{S_{jj}(w) S_{kk}(w)}} \quad (3)$$

여기서, $S_{jk}(w)$ 는 $u_j(t)$ 와 $u_k(t)$ 간의 상호-파워스펙트럼 밀도(Cross-Power Spectral Density), 그리고 $S_{jj}(w)$ 와 $S_{kk}(w)$ 는 각각 $u_j(t)$ 와 $u_k(t)$ 의 자기-파워스펙트럼 밀도(Auto-Power Spectral Density)이다. Eq. (3)은 다음과 같이 다시 쓸 수 있다.

$$\gamma_{jk}(w) = |\gamma_{jk}(w)| \exp[i\theta_{jk}(w)] \quad (4)$$

여기서, $\theta_{jk}(w)$ 는 진동수 w 에서의 위상각이며 다음과 같다.

$$\theta_{jk}(w) = \tan^{-1} \frac{Im \gamma_{jk}(w)}{Re \gamma_{jk}(w)} \quad (5)$$

여기서, Im 과 Re 은 각각 복소수 $\gamma_{jk}(w)$ 의 허수부와 실수부를 의미한다.

$\gamma_{jk}(w)$ 는 복소수이므로 이의 절댓값을 취해 두 지진파간의 상호 유사성을 나타내며, 이를 Lagged Coherency라고 한다. Lagged Coherency $|\gamma_{jk}(w)|$ 는 두 지점의 기록된 데이터가 전달함수에 의해 관련되는 정도를 나타낸다. 이는 지진과의 계측기록에 의한 경험적 함수이기 때문에 각 연구자에 따라 다양한 형태를 보인다.

2.4 지반운동 생성 방법

기반암에서의 지반운동은 평균이 0인 정상 랜덤 프로세스이고 동일한 파워스펙트럼 밀도함수를 가지고 있다고 가정한다. 이러한 가정은 지진의 진앙지에서 해석부지까지의 거리가 구조물의 크기에 비해서 일반적으로 훨씬 멀기 때문에 타당하다(Hao et al., 1989).

대상 부지의 지표면 n 개의 위치에서의 지반운동 파워스펙트럼 밀도함수를 다음과 같이 행렬로 표현한다.

$$\mathbf{S}(w) = \begin{bmatrix} S_{11}(w) & S_{12}(w) & \dots & S_{1n}(w) \\ S_{21}(w) & S_{22}(w) & \dots & S_{2n}(w) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ S_{n1}(w) & S_{n2}(w) & \dots & S_{nn}(w) \end{bmatrix} \quad (6)$$

여기서,

$$S_{jj}(w) = |H_j(w)|^2 S_g(w) \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (7)$$

$$S_{jk}(w) = H_j(w) H_k^*(w) S_g(w) \gamma_{j'k'}(d_{j'k'}, w) \quad j, k = 1, 2, \dots, n \quad (8)$$

여기서, $H_j(w)$ 와 $H_k(w)$ 는 j 점과 k 점에서의 부지응답 전달함수, $H_k^*(w)$ 는 $H_k(w)$ 와 공액인 복소수이고, $S_g(w)$ 는 기반암에서의 지반운동 파워스펙트럼 밀도함수이다. $\gamma_{j'k'}(d_{j'k'}, w)$ 는 지표면 j 와 k 바로 아래 위치한 기반암 j' 와 k' 사이의 일관성손실함수이고 $d_{j'k'}$ 는 j' 와 k' 사이의 거리이다. Fig. 1에 지표면상의 n 개의 위치와 전달함수 및 일관성손실함수를 나타내었다.

행렬 $\mathbf{S}(w)$ 는 하위삼각행렬 $\mathbf{L}(w)$ 와 에르미트 $\mathbf{L}^H(w)$ 의 곱으로 분해 할 수 있다(Gantmacher, 1977).

$$\mathbf{S}(w) = \mathbf{L}(w) \mathbf{L}^H(w) \quad (9)$$

행렬의 분해는 Cholesky 방법을 사용하고, 하위삼각행렬 $\mathbf{L}(w)$ 은 다음과 같다(Atkinson, 1978).

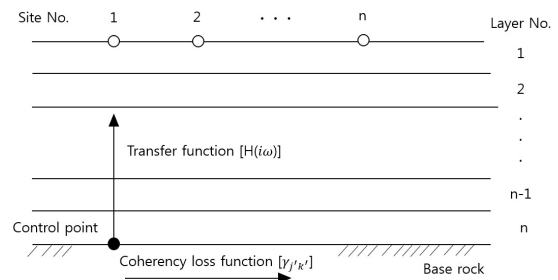


Fig. 1. Description of Transfer Function and Coherency Loss Function

$$\mathbf{L}(\omega) = \begin{bmatrix} L_{11}(\omega) & 0 & \dots & 0 \\ L_{21}(\omega) & L_{22}(\omega) & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ L_{n1}(\omega) & L_{n2}(\omega) & \dots & L_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (10)$$

여기서,

$$L_{jj}(\omega) = \left[S_{jj}(\omega) - \sum_{k=1}^{j-1} L_{jk}(\omega) L_{jk}^*(\omega) \right]^{1/2} \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (11)$$

$$L_{jk}(\omega) = \frac{S_{jk}(\omega) - \sum_{l=1}^{j-1} L_{jl}(\omega) L_{kl}^*(\omega)}{L_{kk}(\omega)} \quad k = 1, 2, \dots, j \quad (12)$$

행렬 $\mathbf{L}(\omega)$ 를 구하였으므로, 생성해야할 시간이력 $u_j(t)$, $j = 1, 2, \dots, n$ 은 다음과 같이 가정할 수 있다(Hao et al., 1989).

$$u_j(t) = \sum_{m=1}^j \sum_{n=1}^N A_{jm}(\omega_n) \times \cos[\omega_n t + \beta_{jm}(\omega_n) + \phi_{mm}(\omega_n)] \quad (13)$$

여기서,

$$A_{jm}(\omega) = \sqrt{4\Delta\omega} |L_{jm}(\omega)|, \quad 0 \leq \omega \leq \omega_N \quad (14)$$

$$\beta_{jm}(\omega) = \tan^{-1} \left(\frac{Im[L_{jm}(\omega)]}{Re[L_{jm}(\omega)]} \right), \quad 0 \leq \omega \leq \omega_N \quad (15)$$

여기서, $A_{jm}(\omega_n)$ 와 $\beta_{jm}(\omega_n)$ 는 시간이력의 진폭과 위상각이고, $\phi_{mm}(\omega_n)$ 는 $[0, 2\pi]$ 사이에서 균일하게 분포하는 랜덤 위상각이다. ω_N 는 컷오프 진동수, $\Delta\omega$ 은 진동수간격이고, $\omega_n = n\Delta\omega$ 이다. $u_j(t)$ 의 푸리에변환 $U_j(\omega_n)$ 는 다음과 같다.

$$U_j(\omega_n) = \sum_{m=1}^j B_{jm}(\omega_n) [\cos \alpha_{jm}(\omega_n) + i \sin \alpha_{jm}(\omega_n)], \quad n = 1, 2, \dots, N \quad (16)$$

여기서, $B_{jm}(\omega_n)$ 는 진폭이고, $\alpha_{jm}(\omega_n)$ 는 위상각으로 다음과 같다.

$$B_{jm}(\omega_n) = A_{jm}(\omega_n) / 2 \quad (17)$$

$$\alpha_{jm}(\omega_n) = \beta_{jm}(\omega_n) + \phi_{mm}(\omega_n) \quad (18)$$

시간이력 $u_j(t)$ 는 $U_j(\omega_n)$ 를 시간영역으로 푸리에역변환해서 구할 수 있고, 이것은 정상프로세스이다. 형상함수 $\zeta(t)$ 를 $u_j(t)$ 에 곱하여 비정상시간이력을 다음과 같이 구한다.

$$a_j(t) = \zeta(t)u_j(t), \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (19)$$

3. 교량모델 및 지반운동 생성

3.1 교량모델 및 지반특성

본 연구에서는 서로 다른 동특성을 가지는 단위교량 간 지진응답의 주기 및 위상 차이에 의한 상대변위를 평가하기 위해 최근

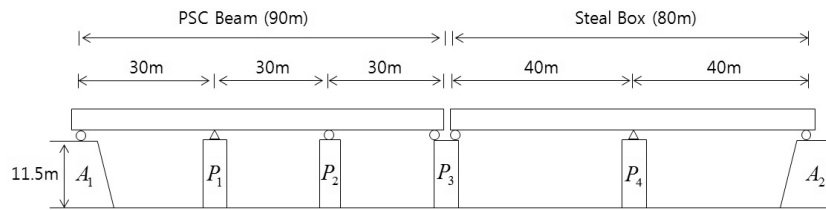


Fig. 2. Summary of Bridges

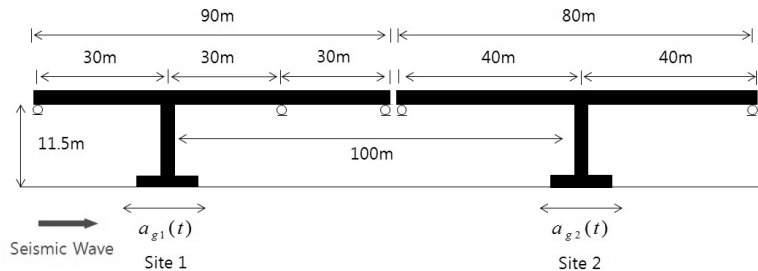


Fig. 3. Structural Model of Bridges

국내 및 국외에서 시공실적이 많은 두 개의 서로 다른 교량형식을 적용하였다. 교량시스템은 Fig. 2에서와 같이 좌측 3경간은 연속 PSC Beam 교, 우측 2경간은 Steel Box 교로 구성된 혼합교량 형식이다. 좌측교량의 지간은 30m, 교폭은 12.15m이고 우측교량은 지간 40m, 교폭은 12.5m이다. 두 교량 모두 연속교로서 P1교각과 P4교각의 받침은 고정단이며, 나머지 교각 및 교대의 받침은 모두 가동단이다. 지진파는 교축방향으로 입사하는 것으로 가정하고, 해석결과는 교량의 교축방향 변위응답을 고려하므로 수치해석 모델은 Fig. 3처럼 단순화하여 나타낼 수 있다. 수치해석 모델의 제원은 다음의 Table 1과 같으며, 1차 모드의 고유진동수는 좌측교량 1.32 Hz, 우측교량 1.62 Hz이다. Fig. 3에서 $a_{g1}(t)$ 와 $a_{g2}(t)$ 는 각각 좌측 교량 및 우측 교량에 입사하는 지진파이고, Site 1과 Site 2는 각각 좌측 교량의 교각 및 우측 교량의 교각 아래의 지반을 나타낸다. 지점별로 다른 지반특성을 고려한 공간적으로 변화하는 지반운동에 의한 교량의 거동특성을 분석하기 위해 각각의 지반은 단단한 지반, 중간 지반 및 연약 지반의 3가지 경우로(내진설계기준연구(II)(EESK, 1997)의 지반의 분류에서 각각 매우 조밀한 토사지반, 단단한 토사지반 및 연약한 토사지반에 해당함) 고려되며, Table 2, 3 그리고 Table 4에 각 지반의 특성을 나타내었다.

3.2 지반운동 생성

여기서는 샘플링 진동수 및 컷오프 진동수를 각각 100Hz와 25Hz로, 시간이력 지속시간은 20.48초로 설정하여 일관성손실 및 부지증폭 효과를 함께 고려한 시간이력을 생성한다. 지반운동은 진동수영역에서 생성되고 FFT 방법을 이용하여 시간이력으로 변환한다. 이에 사용되는 FFT연산 수 $N=2048$ 이다. 이렇게 생성된 지반운동은 정상 프로세스이다. 시간에 따라 통계적 특성이 변화하는 비정상 프로세스로 만들기 위해 형상함수 $\zeta(t)$ 를 곱하여 비정상 프로세스로 변환한다. 본 논문에서는 진양지와 관측지가 먼 경우에 사용하는 복합형 형상함수인 Jennings et al.(1968)가 제안한 식을 사용한다.

$$\zeta(t) = \begin{cases} (t/t_0)^2 & 0 \leq t \leq t_0 \\ 1 & t_0 < t \leq t_n \\ \exp[-0.155(t-t_n)] & t_n < t \leq T \end{cases} \quad (20)$$

여기서, $t_0 = 2$ 초, $t_n = 10$ 초를 사용한다.

기반암에서 지반운동의 파워스펙트럼 밀도함수는 내진설계기준 연구(II)(EESK, 1997)의 지반의 분류에서 보통암 지반의 설계

Table 1. Material Data for Bridges

Bridges		Mass (10 ³ kg/m)	E A (10 ⁷ kN m ²)	E I (10 ⁷ kN m ²)	Length (m)
PSC Beam	Slab	23.0	24.6	10.20	90
	Pier	8.53	9.09	2.55	11.5
Steel Box	Slab	16.6	34.2	6.63	80
	Pier	9.62	10.26	3.14	11.5

Table 2. Soil Properties at the "Firm Soil"

Layer Number	Layer Thickness (m)	Unit Density (kg/m ³)	Shear Wave Velocity (m/s)	Poisson's Ratio	Damping Ratio
1	10	2000	500	0.33	0.05
Base Rock		3000	1500	0.33	0.05

Table 3. Soil Properties at the "Medium Soil"

Layer Number	Layer Thickness (m)	Unit Density (kg/m ³)	Shear Wave Velocity (m/s)	Poisson's Ratio	Damping Ratio
1	20	2000	300	0.33	0.05
2	10	2000	500	0.33	0.05
Base Rock		3000	1500	0.33	0.05

Table 4. Soil Properties at the "Soft Soil"

Layer Number	Layer Thickness (m)	Unit Density (kg/m ³)	Shear Wave Velocity (m/s)	Poisson's Ratio	Damping Ratio
1	20	2000	100	0.33	0.05
2	20	2000	300	0.33	0.05
3	10	2000	500	0.33	0.05
Base Rock		3000	1500	0.33	0.05

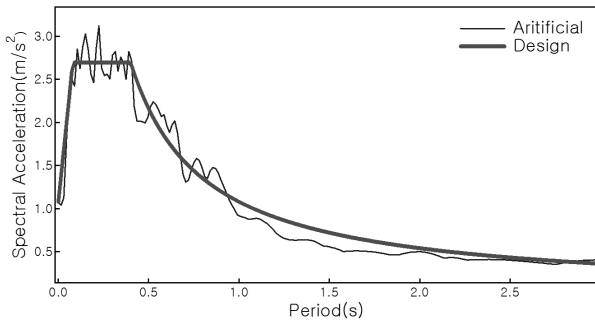


Fig. 4. Comparison of the Response Spectra

응답스펙트럼에 적합하게 생성하여 사용한다. Fig. 4에 기반암에서 5% 감쇠의 지반운동의 응답스펙트럼과 설계응답스펙트럼을 비교하여 나타내었다. 기반암에서 생성한 지진파를 기준 지진파로 하여 상관성 정도에 따른 일관성손실함수와 지반의 특성에 따른 부지응답 전달함수에 의해 공간적으로 변화하는 지진파를 생성한다.

기반암에서의 지반운동의 공간적 변화는 비교적 짧은 분리거리 100m에서 많은 연구자들에 의해 사용된 Hao et al.(1989)의 일관성손실함수로 모델링 한다.

$$\gamma_{jk}(\omega) = \exp(-\beta d_{jk}) \exp(-\alpha d_{jk}^{1/2} f^2) \exp\left(-i 2\pi f \frac{d_{jk}}{c_a}\right) \quad (21)$$

여기서, β 는 상수이고 d_{jk} 는 지진 전파방향으로의 j 와 k 사이의 거리, f 는 진동수, c_a 는 지진파의 겹보기속도이고 α 는 아래의 함수이다.

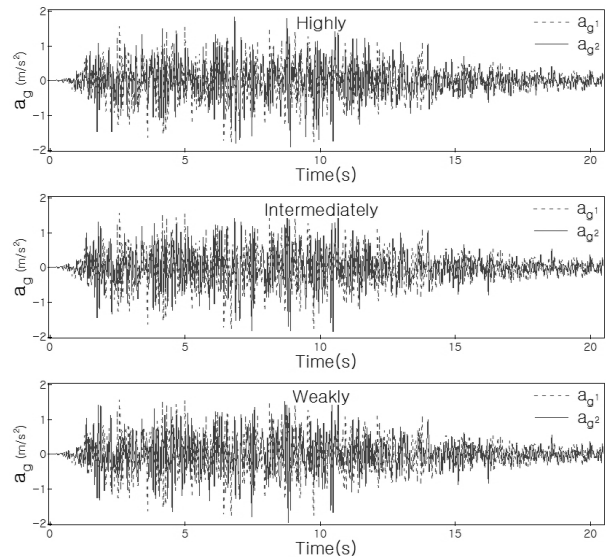
$$\alpha(f) = \frac{a}{f} + bf + c \quad f < 10 \text{ Hz} \quad (22)$$

$$\alpha(f) = \alpha(10) \quad f > 10 \text{ Hz}$$

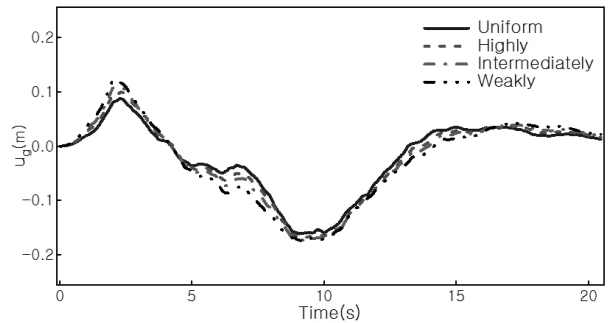
여기서 β , a , b 및 c 는 Hao et al.(1989)가 SMART-1 array에서 event 45 동안 기록된 지진 지반운동으로부터 구한 계수 값이다. event 45의 지반운동에서 구한 계수를 사용하는 Hao et al.(1989)의 일관성손실함수는 다른 연구자들의 경험적 함수에 비해 강한 상관성을 가지고 있다. 일관성손실함수는 경험적이기 때문에 어떤

Table 5. Parameters for Coherency Loss Functions

Coherency Loss	β	a	b	c
Highly(SMART1-Event45)	1.109×10-4	3.583×10-3	-1.811×10-5	1.177×10-4
Intermediately	3.697×10-3	1.194×10-2	-1.811×10-5	1.177×10-4
Weakly	1.109×10-3	3.583×10-2	-1.811×10-5	1.177×10-4



(a) Acceleration Time Histories



(b) Displacement Time Histories

Fig. 5. Simulated Ground Motions at Each Correlation

지반운동을 기준으로 식의 계수를 정하느냐에 따라 상관성 정도가 달라진다. 따라서 일반성을 잃지 않기 위해 다양한 상관성에 의한 지반운동의 공간적 변화를 고려할 필요가 있다. 본 연구에서는 일관성손실함수의 계수를 조절하여 중간 상관성 및 약한 상관성의 일관성손실함수도 고려하였다. 여기에 사용된 계수들을 아래의 Table 5에 나타내었다(Chouw and Hao, 2008).

3.2.1 일관성손실함수를 고려한 지반운동 생성

지진파간의 상관성 정도에 따른 지반운동의 변화 특성을 평가하기 위해 Table 5에 나타낸 강한, 중간 및 약한 상관성의 지반운동을

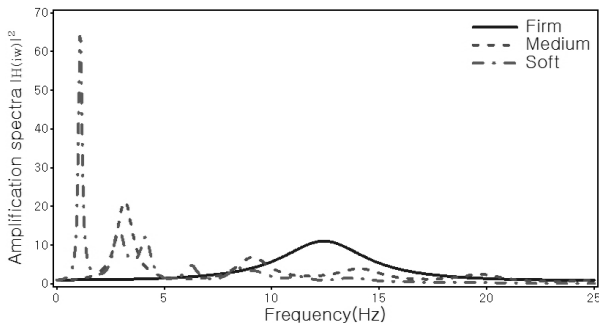


Fig. 6. Transfer Functions at Each Soil Type

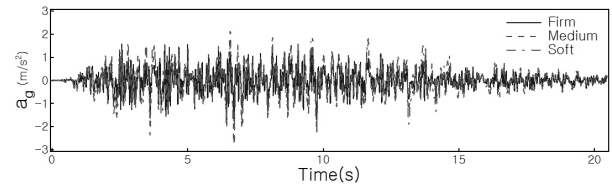
생성하였다.

Fig. 5는 단단한 지반에서 생성한 지반운동의 상관성 정도에 따른 가속도 및 변위의 시간이력을 나타낸 것이다. Fig. 5에서 일관성손실함수는 가속도 및 변위 시간이력에 위상차를 발생시키는 것을 알 수 있다. Fig. 5(b)에서 강한 상관성의 지진파보다 약한 상관성의 지진파가 변위 시간이력의 최댓값에 더 큰 차이가 나타나는 것을 볼 수 있다.

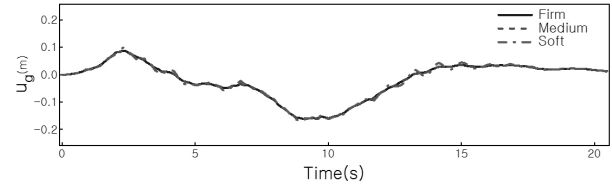
3.2.2 지반조건을 고려한 지반운동 생성

부지의 지반조건에 따른 입력 지진파를 생성하기 위해 위의 Tables 2, 3 그리고 Table 4에 나타낸 단단한 지반, 중간 지반 및 연약 지반의 3가지 지반을 고려하여 지반운동을 생성하였다.

Fig. 6은 단단한 지반, 중간 지반 및 연약 지반에서의 부지응답 전달함수를 나타낸다. 부지응답 전달함수의 최댓값은 지반의 전단 파속도가 감소할수록 증가하고 더 작은 진동수에서 발생한다. 또한 지반은 깊이가 증가할수록 더 유연해지고 부지응답 전달함수의 최댓값이 발생하는 진동수는 감소한다. 단단한 지반, 중간 지반



(a) Acceleration Time Histories



(b) Displacement Time Histories

Fig. 7. Simulated Ground Motions at Each Soil Type

및 연약 지반의 고유진동수는 각각 12.40Hz, 3.17Hz 및 1.07Hz이다. Fig. 7은 일관성손실함수를 고려하지 않은 단단한 지반, 중간 지반 및 연약 지반에서 생성된 지반운동의 가속도 및 변위의 시간이력이다. 가속도의 경우 지반특성에 따라 최댓값의 변화가 큰 것을 볼 수 있다. 특히 중간 지반 및 연약 지반에서 가속도의 증폭이 크게 나타난다. 변위의 경우에는 각 지반의 조건에 따라 값이 크게 변하지 않는 것을 볼 수 있다.

4. 교량해석 결과 및 검토

여기서는 일관성손실함수의 상관성 및 좌우 교량 지점의 지반조건을 매개변수로 하여 교량 시스템의 지진거동 해석을 수행하였고, 해석 결과는 두 교량 간 충돌 및 낙교를 유발할 수 있는 교축방향의 상대변위에 관점을 두고 평가하였다.

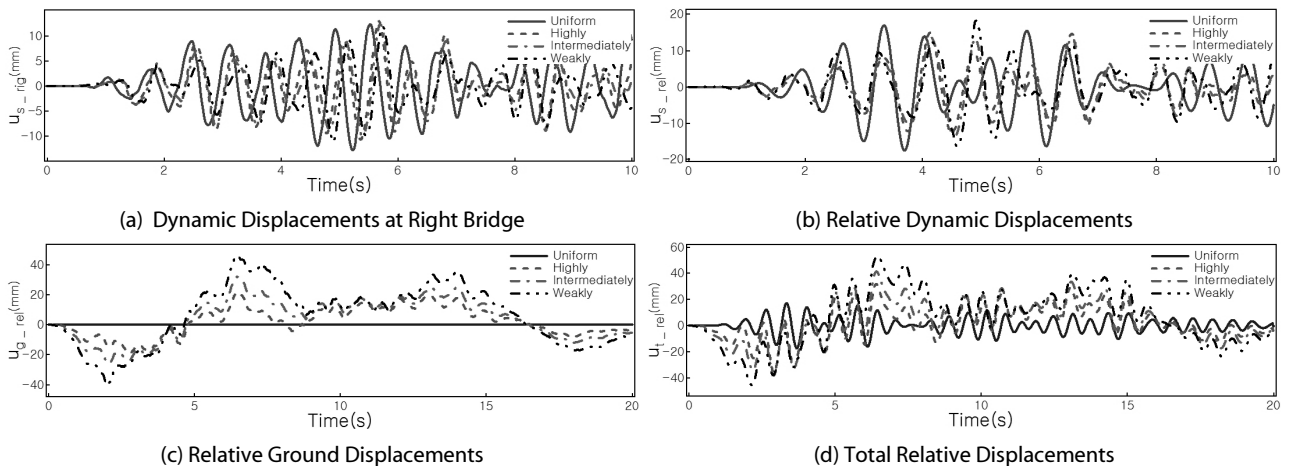


Fig. 8. Displacement Responses at Each Correlation

4.1 일관성손실함수의 영향

교량의 변위응답에 대한 일관성손실함수의 영향을 평가하기 위하여 Fig. 5의 강한 상관성, 중간 상관성 및 약한 상관성의 지반운동을 입력지진으로 하여 교량의 지진해석을 수행하였다. 지반조건은 단단한 지반으로 가정하여 해석한 결과를 Fig. 8에 나타내었다.

Fig. 8에서 u_s 는 상부구조물의 동적변위, u_g 는 지점 지반변위, 그리고 u_r 는 상부구조물의 절대변위($u_s + u_g$)를 나타내며, rig는 우측 교량의 변위를, rel은 좌측 변위에서 우측 변위를 뺀 좌우의 상대변위(left-right)를 나타낸다. Fig. 8(a) and 8(b)에서 공간적으로 변화하는 지진파에 의한 변위응답은 균일 가진에 의한 변위응답에 비해 일관성손실함수의 영향으로 위상지연이 발생하는 것을 볼 수 있다. 약한 상관성의 지진파에 의한 교량에서 강한 상관성의 지진파에 의한 교량보다 더 큰 변위응답의 위상지연이 발생한다. Fig. 8(c)에서 일관성손실함수는 지반의 상대변위 차를 크게 증가시키는 것을 볼 수 있다. 특히 두 지진파의 상관성이 약할수록 더 큰 지반변위 차가 발생한다. Fig. 8(d)는 좌우 교량 간 절대변위 차를 나타낸 것이다. 두 교량 간 절대변위 차는 Fig. 8(b)의 교량구조물의 상대변위와 Fig. 8(c)의 지반의 상대변위를 더해서 구할 수 있다. 단단한 지반위에 놓여있는 교량의 경우, 상부구조물의 변위가 지반변위에 비해 상대적으로 작게 발생하고, 좌우 교량의 절대변위 차는 일관성손실함수에 의한 지반변위의 차에 의해 결정되는 것을 알 수 있다.

4.2 지반조건의 영향

각 부지의 지반조건은 지진 시 교량의 변위응답에 심각한 영향을 미칠 수 있다. 교량의 변위응답에 대한 지반조건의 영향을 평가하기 위해 일관성손실함수를 적용하지 않고 부지응답 전달함수만을 사용하여 생성한 Fig. 7의 단단한 지반, 중간 지반 및 연약 지반에서의 지진파를 사용하여 교량을 해석하고 그 결과를 Table 6 and Fig. 9에 나타내었다.

Table 6에 부지별 생성된 지반운동의 최대지반가속도(PGA) 및 교량의 변위응답 최댓값을 나타내었다. 여기서 Left는 좌측교량의 변위, Right는 우측교량의 변위 그리고 Relative은 두 교량간의 상대변위이다. 생성된 지반운동의 최댓값은 단단한 지반에 비해 중간 지반 및 연약 지반에서 비슷하게 큰 증폭을 보인다. Fig. 9(a)는 좌측 교량의 변위, Fig. 9(b)는 우측교량의 변위, 그리고 Fig. 9(c)는 좌우 교량의 상대변위를 나타낸다. 좌우 교량에 동일한 지진파를 사용하였기 때문에 지반의 변위 차는 고려하지 않고 상부구조물의 변위만 나타내었다. Table 6 and Fig. 9에서 단단한 지반과 중간 지반의 좌, 우측 교량의 변위 및 상대변위는 서로 유사한 응답을 보인다. 그러나 연약 지반의 지진파에 의한 변위응답은 단단한 지반 및 중간 지반과 달리 아주 크게 발생한다. 기반암의 파워스펙트럼은 부지응답 해석을 통해 증폭이 되고 그때 그 부지의 전달함수의 최댓값이 발생하는 진동수에서 지반운동의 증폭이 커질 것이다. 좌측 교량의 고유진동수는 1.32Hz이고 우측교량은

Table 6. PGA of Each Site and Maximum Displacement Responses of the Bridges

PGA (m/s ²)	Firm			Medium			Soft		
	Left	Right	Relative	Left	Right	Relative	Left	Right	Relative
Displacement(mm)	13.5	12.9	17.5	18.9	18.9	21.0	54.6	27.2	23.9

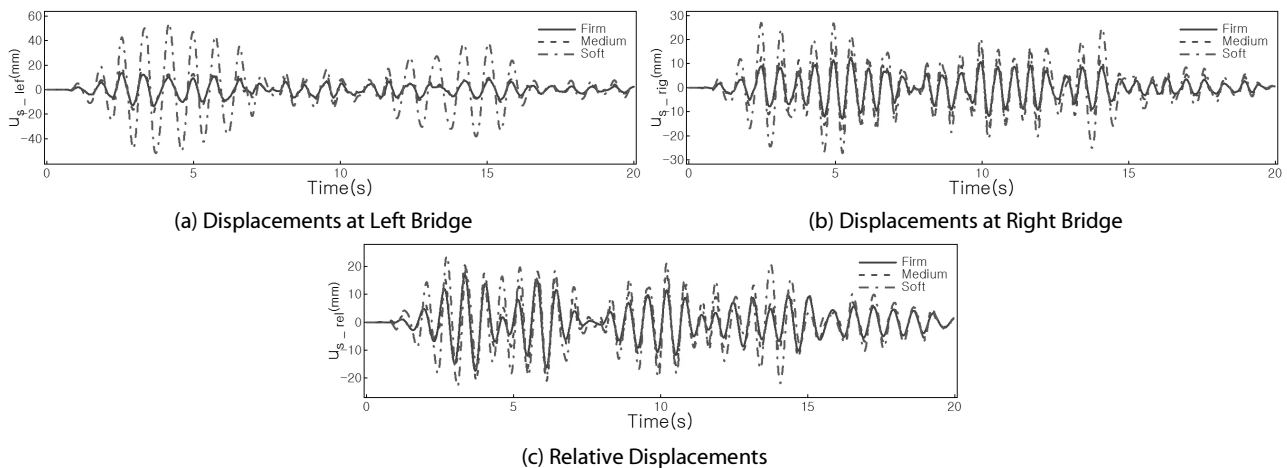


Fig. 9. Displacement Responses at Each Soil Type

Table 7. Maximum Total Relative Displacement Responses of the Bridges at Highl Correlation

Left \ Right	Right		
	Firm	Medium	Soft
Firm	31.0	34.7	46.0
Medium	32.2	35.6	38.3
Soft	75.1	75.0	67.8

Table 8. Maximum Total Relative Displacement Responses of the Bridges at Intermediatel Correlation

Left \ Right	Right		
	Firm	Medium	Soft
Firm	40.6	43.6	58.5
Medium	41.9	44.7	51.4
Soft	75.8	75.2	79.2

Table 9. Maximum Total Relative Displacement Responses of the Bridges at Weakl Correlation

Left \ Right	Right		
	Firm	Medium	Soft
Firm	53.2	55.0	77.4
Medium	54.7	56.5	73.6
Soft	83.0	84.2	93.8

1.62Hz로 연약 지반의 고유진동수 1.07Hz와 유사하기 때문에 연약 지반을 통과한 지진파에 의한 교량의 변위응답은 크게 증가한다. Fig. 9(c)에서 연약 지반의 좌우 교량의 상대변위는 좌측 교량변위나 우측 교량의 변위보다는 많이 감소하는 것을 볼 수 있다. 이것은 두 교량의 고유진동수가 유사하여 거의 같은 위상으로 거동하기 때문이다.

4.3 지반운동의 공간적 변화의 영향(일관성손실 및 지반 조건)

일관성손실함수 및 부지응답 전달함수를 모두 고려한 지반운동의 공간적 변화 효과가 교량구조물의 변위응답에 미치는 영향을 평가하기 위하여 각 상관성에서 교량의 좌우 지반의 특성을 달리하여 해석한 결과를 Table 7, 8 그리고 Table 9에 나타내었다. 각 Table에서 변위응답은 두 교량 간 절대변위 차의 최댓값이며 단위는 mm이다. Left는 좌측 교량의 지반특성을 Right는 우측교량의 지반특성을 나타낸다. 모든 상관성에서 좌측 교량이 연약 지반위에 있을 경우가 가장 큰 변위응답을 나타낸다. 이는 앞서 설명한 바와 같이 연약 지반에서 좌측교량과 지반의 유사한 고유진동수로 인해 좌측교량의 변위가 크게 증폭되기 때문이다. 전체적인 변위응답은 지반운동이 강한 상관성일 때 보다 지반변위 차가 큰 약한 상관성일

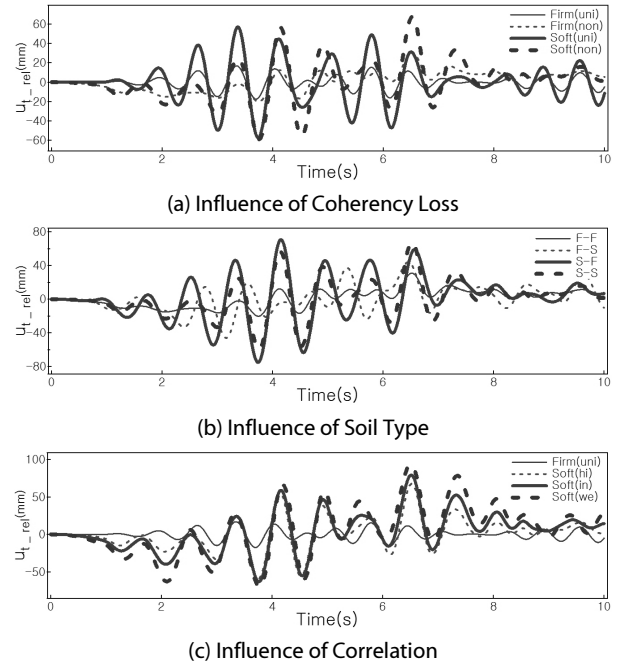


Fig. 10. Total Relative Displacement Responses of Bridges

때 더 크게 나타난다.

Fig. 10은 지반운동의 상관성 및 지반특성에 따른 교량의 절대변위 차를 나타낸다. Fig. 10(a)는 좌우 교량이 모두 단단한 지반 및 연약 지반에 있을 경우, 균일 가진 및 강한 상관성 지반운동의 비 균일 가진에 의한 절대변위 차를 나타낸다. 단단한 지반 균일 가진의 경우(얇은 실선) 가장 작은 절대변위 차가 발생한다. 반면에 연약 지반에서는 균일 및 비균일 가진 모두에서 좌측 교량의 변위 증가로 인하여 큰 절대변위 차가 발생한다. 좌측 및 우측 지반특성의 변화에 의한 교량의 절대변위 차를 Fig. 10(b)에 나타내었다. 여기서, F는 단단한 지반, S는 연약 지반을 나타낸다. 좌우 교량 중 한 쪽이라도 연약 지반인 경우가 그렇지 않은 경우 보다 더 큰 변위응답을 보였다. 특히, 좌측 교량이 연약 지반인 경우 가장 큰 절대변위 차가 발생하는 것으로 나타났다. Fig. 10(c)는 연약 지반에서 지반운동의 상관성 정도에 따른 좌우 교량의 절대변위 차를 나타낸 것으로 단단한 지반의 균일지반운동에 비해 연약 지반의 모든 상관성의 지반운동은 아주 큰 절대변위 차를 나타내는 것을 볼 수 있다. 교량의 동적변위가 크게 발생하는 연약 지반의 경우, 각 부지의 지반조건에 비해 일관성손실함수의 상관성의 영향은 크지 않음을 알 수 있다.

5. 결론

본 연구에서는 일관성손실함수 및 부지응답 전달함수를 이용하

여 서로 다른 지층의 수와 깊이 그리고 지반특성을 가지고 있는 부지에서 공간적으로 변화하는 지진 지반운동을 생성하였고, 일관성손실함수의 상관성 정도 및 각 부지의 지반조건에 따른 지반운동 시간이력의 변화 특성을 평가하였다. 또한 두 개의 단위 교량으로 이루어진 교량시스템에서 각 부지 조건에 의해 생성된 지진과를 입력으로 하는 지진해석을 통해 좌우 교량의 거동 특성을 평가하고 분석한 결과는 다음과 같다.

- (1) 일관성손실함수는 가속도 및 변위 시간이력에 위상차를 발생시킨다. 강한 상관성의 지진과보다 약한 상관성의 지진과가 변위 시간이력의 최댓값에 더 큰 영향을 미친다.
- (2) 부지응답 전달함수는 지반운동의 가속도 시간이력의 최댓값에 큰 영향을 미치며, 단단한 지반에 비해 중간 지반 및 연약 지반에서 가속도 시간이력은 큰 증폭을 나타낸다.
- (3) 상부구조물의 동적응답이 작은 경우, 좌우 교량 간 충돌을 유발할 수 있는 절대변위 차는 일관성손실함수의 지반변위 차에 의해 결정된다.
- (4) 해석 모델의 연약 지반에서는 교량의 고유진동수와 지반의 고유진동수가 유사하게 되어, 교량의 동적변위가 크게 증가한다. 그러나 두 교량의 고유진동수가 유사하다면 두 교량 간 상대변위 차는 크지 않다.
- (5) 상부구조물의 동적응답이 큰 경우, 전체 구조물의 응답은 일관성손실함수의 상관성 보다 각 부지의 지반조건에 더 큰 영향을 받는다. 따라서 각 부지의 지반조건의 고려는 아주 중요하며 실제 구조해석에서 무시되어서는 안 될 것으로 판단된다.

그러나 이 연구에서는 단일 지반운동에 의한 단일 교량의 응답을 평가한 것이기 때문에 일반적인 현상을 말하기에는 한계가 있다. 보다 보편적인 결과를 얻기 위해서는 향후 다양한 지반운동 및 교량에 대한 매개변수 해석이 필요할 것으로 생각된다.

감사의 글

이 논문은 2015년도 정부(미래창조과학부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 연구입니다(No. 2013R1A1A2009508).

References

Abrahamson, N. A., Schneider, J. F. and Stepp, J. C. (1991). "Empirical spatial coherency functions for applications to soil-structure interaction analyses." *Earthquake Spectra*, Vol. 7, No. 1, pp. 1-27.

Atkinson, K. E. (1978). *An introduction to numerical analysis*, Jhon Wiley and Sons, New York, N.Y.

Bi, K. and Hao, H. (2012). "Modelling and simulation of spatially varying earthquake ground motions at sites with varying conditions." *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 29, pp. 92-104.

Bi, K., Hao, H. and Chouw, N. (2010). "Required separation distance between decks and at abutments of a bridge crossing a canyon site to avoid seismic pounding." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 39, No. 3, pp. 303-323.

Chouw, N. and Hao, H. (2008) "Significance of SSI and nonuniform near-fault ground motions in bridge response I: Effect on Response with Conventional Expansion Joint." *Engineering and Structures*, Vol. 30, No. 1, pp. 141-153.

Clough, R. W. and Penzien, J. (1993). *Dynamics of structures*, McGraw Hill, New York, N.Y.

Deodatis, G. (1996). "Non-stationary stochastic vector processes: Seismic Ground Motion Applications." *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 11, No. 3, pp. 149-167.

Der Kiureghian, A. (1996). "A coherency model for spatially varying ground motions." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, No. 1, pp. 99-111.

Earthquake Engineering Society of Korea (1997). *A study of seismic design criteria(II)*, Ministry of Construction and Transport (in Korean).

Gantmacher, F. R. (1977). *The theory of matrices*, Shelsea Publishing Company, New York, N.Y.

Hao, H. (1998). "A parametric study of the required seating length for bridge decks during earthquake." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, No. 1, pp. 91-103.

Hao, H., Oliveira, C. S. and Penzien, J. (1989). "Multiple-station ground motion processing and simulation based on SMART-1 array data." *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 111, No. 3, pp. 293-310.

Jennings, P. C., Housner, G. W. and Tsai, N. C. (1968). "Simulated earthquake motions." Technical Report, *Earthquake Engineering Research Laboratory*, California of Technology, Pasadena, California.

Wolf, J. P. (1985). *Dynamic soil-structure interaction*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.