

신축이음부에서 충돌을 고려한 콘크리트 교량의 동적해석

Dynamics Analysis of Concrete Bridges at Expansion Joints Considering Pounding

최 석 정* 유 문 식** 전 찬 기*** 박 선 규****

Choi, Suk-Jung Yoo, Moon-Sig Jeon, Chan-Ki Park, Sun-Kyu

Abstract

Most bridges have expansion joints to accommodate thermal expansion and contraction without inducing large forces in the bridges. To evaluate the effects of earthquake-induced at expansion joints of concrete bridges, the first part of this paper deals with a collinear impact between concrete segments, which have the same cross section but different lengths. Especially, impact force, momentum, strain energy and kinetic energy are formulated in mathematically. These results are then used in the second part of this paper to simulate a realistic yet simple analysis of seismic pounding in concrete bridges. Analysis of seismic pounding in idealized concrete bridges is carried out by using a simple lumped-mass model and rationally determined values of the coefficient of restitution and the duration of impact.

Keywords : expansion joint, collinear impact, seismic pounding analysis, coefficient of restitution, duration of impact

1. 서 론

교량에서 발생하는 충돌은 일반적으로 인접한 두 진동시스템의 고유주기 차나 각각의 진동시스템에 작용하는 지진파의 도달시간차 등으로 인하여 발생하게 된다. 과거 지진하중을 받은 구조물의 동적거동을 연구한 결과 이러한 충돌로 인해 인접해 있는 많은 구조물이 심각한 손상을 입었다는 보고가 있

다.⁸⁾ 그러므로 지진하중을 받는 교량의 거동을 예측하기 위해서는 상판 사이의 충돌을 고려할 수 있는 해석적 방법과 이를 이용하여 응답특성을 밝히는 것이 필요하다.

구조물 사이에 충돌이 발생하면 그 시스템의 역학적 에너지는 열, 소리, 빛 등으로 소산되는 것이 일반적인 자연현상이다. 특히 규모가 큰 지진하중에 대해 구조물 사이의 충돌을 고려할 경우, 구조물

* (주)케이알 기술연구소, 연구원

** (주)케이알 기술연구소, 수석연구원

*** 정희원, 인천전문대학 토목공학과, 교수

**** 정희원, 성균관대학교 토목공학과, 부교수

• 본 논문에 대한 토의를 2001년 6월 31일까지 학회로 보내주시면 2001년 4월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

의 절대변위 및 상대변위가 감소되는 경향이 있다.^{6),10),13)} 이런 현상을 교량설계에 적용하게 되면 변위 감소로 인한 교각의 전단력 및 휨모멘트의 감소효과도 기대할 수 있다.

일반적으로 교량과 건물의 충돌에 관한 연구는 크게 두 가지 접근방법으로 구분할 수 있다.

첫번째 방법이 contact-element approach이다.^{4),9)} 이 방법에서 충돌요소는 반드시 스프링과 감쇠상자로 구성되어있다. 스프링과 감쇠상자를 이용하여 각각 충격지속시간과 충돌에 의한 에너지 소산효과를 묘사할 수 있다. 이 방법에서는 충돌요소를 이용하여 구조물을 모델링 할 때 스프링의 강성을 크게 할 경우, 인접한 교량상판이 중복되지 않고 충격지속시간은 작은 값을 보인다고 가정한다. 반면 +스프링의 강성이 어느 임계값을 넘어설 경우 수치해석상 어려움이 있고, 충돌에 의한 충격력이 비현실적으로 커지게 되는 문제점이 있다.

두번째 방법은 impact-restitution approach이다.^{1),3)} 이 방법에서는 반발계수(coefficient of restitution) r 과 충격지속시간을 이용하여 충돌해석을 수행한 후 에너지소산 정도와 충돌하중을 산정하고 있다. 그러나, 에너지소산률을 결정하는 인자인 r 값을 구하기 위한 명확한 지침이 없다. 따라서, r 값을 어떻게 가정하느냐에 따라 수치해석 결과가 달라지게 되는 문제점이 있다.

따라서, 충돌해석을 위해 보다 합리적인 방법이 필요하게 되었다. Malhotra(1998)는 이러한 문제점을 극복하여 신축이음부에서 충돌이 발생하는 교량상판을 예로 들어 충돌이 구조물에 미치는 영향 즉, 압축파의 발생과 진행성도, 시간을 통해 감소해 가는 경향 등을 수학적으로 규명하고 일반화시켰다.¹⁰⁾

본 연구에서는 이러한 충돌해석 이론을 근거로 하여 이상화한 단자유도 콘크리트 박스거더교 해석모형을 개발하고, 충돌로 인한 교량의 동적거동의 특성을 파악하였다. 교량상판 사이의 충돌로 인한 국부적 손상은 무시하였으며, 지진하중으로는 인공지진이력을 적용하여 시간이력해석을 수행하였다.

2. 충돌이론 정식화

2.1 이론식 전개

이론식은 상대속도의 개념을 이용하여 유도할 수 있다.^{10),13)} 이때 충돌을 단순화시키기 위해 충격력은 동일 직선상에 작용하며, 콘크리트 박스거더 단면에 항복을 일으킬 정도로 크지는 않다고 가정한다. Fig. 1은 지간 L_s 와 L_l 인 교량상판이 속속도 v_s 와 v_l 로 동일직선상에서 운동하는 것을 보여주고 있다. $v_s > v_l$ 일 경우에는 교량상판이 서로 상대속도 $\bar{v}(=v_s - v_l)$ 로 충돌한다. 좌표계의 기준을 지간이 긴 상판에 위치시키면 긴 상판의 상대속도는 0이 되고, 지간이 짧은 상판은 Fig. 1(b)와 같이 속도 \bar{v} 로 지간이 긴 상판 쪽으로 운동하게 된다. 지간이 L_s 와 L_l 인 상판에 충돌이 발생하면, 두 상판은 순간적으로 접촉한 후 분리된다. 이러한 상호작용을 거치는 동안 운동량(momentum)이 재분배되고 운동에너지의 일부분은 열에너지로 소산된다.

2.2 신축이음부의 분리 전 단계

두 상판이 충돌 후 신축이음부에서 분리가 일어나기 전에는, 두 상판은 Fig. 1(b)와 같이 하나의 지간이 $L = L_s + L_l$ 의 형태로 운동하며, 충돌 순간의 상대속도는 Fig. 1(c)와 같이 충돌이 일어나는 시간인 $t = 0$ 부터 그 이후에 대해 다음과 같이 표현된다.

$$v(x, t=0) = \begin{cases} \bar{v}, & 0 < x < L_s \\ 0, & L_s < x < L \end{cases} \quad (1)$$

$t = 0$ 에서 두 상판의 상대속도를 N 개의 축방향 진동모드를 이용하여 나타내면, 다음과 같이 근사화시켜 표현할 수 있다.

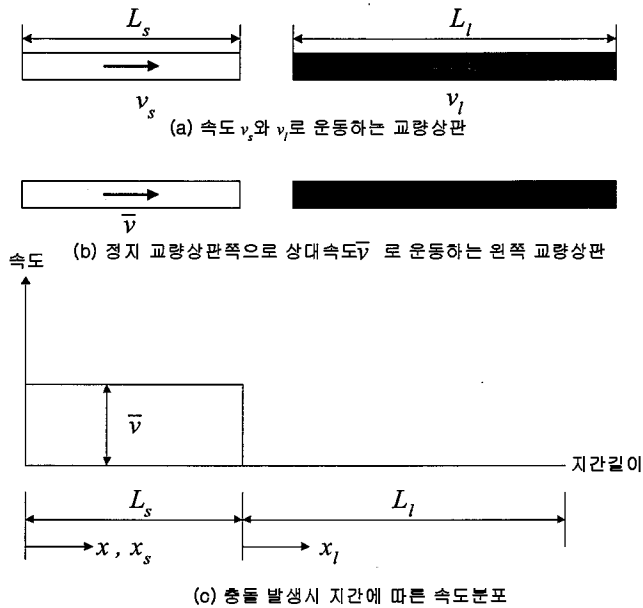


Fig. 1 충돌시 교량상판에 분포하는 속도

$$v(x, 0) \approx V_0 + \sum_{n=1}^{N_1} V_n \phi_n(x) \quad (2)$$

$$V_n = \frac{2\bar{v}}{n} \sin\left(\frac{n\pi L_s}{L}\right) \quad (5)$$

여기서, V_0 : 교량상판의 강체운동. $\sum_{n=1}^{N_1} V_n \phi_n(x)$: 교차 내부축방향 진동모드의 기여를 표현한다. 이때 양단이 자유단인 모드형상은 다음과 같다.

신축이음부에서 분리가 일어나기 전까지의 변위 $u(x, t)$ 와 속도 $v(x, t)$ 는 각 모드별 자유진동 응답을 중첩하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\phi_n(x) = \cos\left(\frac{-n\pi x}{L}\right) \quad (3)$$

$$u(x, t) = V_0 t + \sum_{n=1}^{N_1} \frac{V_n}{\omega_{nD}} \sin(\omega_{nD} t) \exp(-\xi \omega_n t) \cos\left(\frac{-n\pi x}{L}\right) \quad (6)$$

식 (2)에서 V_0 는 식 (1)의 $v(x, 0)$ 을 식 (2)에 대입하고 양변을 $x=0 \sim L$ 까지 적분하여 구할 수 있고, V_n 은 식 (2)의 양변에 $\phi_n(x)$ 를 곱한 후 시간 $x=0 \sim L$ 까지 적분하여 구할 수 있다.

$$v(x, t) = V_0 + \sum_{n=1}^{N_1} V_n \left\{ \cos(\omega_{nD} t) - \frac{\xi \omega_n}{\omega_{nD}} \sin(\omega_{nD} t) \right\} \exp(-\xi \omega_n t) \cos\left(\frac{-n\pi x}{L}\right) \quad (7)$$

$$V_0 = \frac{\bar{v} L_s}{L} \quad (4)$$

여기서, ω_n : n 번째 모드진동수(rad/s), ω_{nD} : n 번째 감쇠진동수($=\omega_n\sqrt{1-\zeta^2}$), ζ : 상판의 감쇠비를 나타낸다.

상판의 n 번째 모드진동수 ω_n 은 다음과 같다.

$$\omega_n = \frac{n\pi c}{L} \quad (8)$$

여기서, c : 교량상판의 압축파 속도($=\sqrt{E/\rho}$), E : 탄성계수, ρ : 질량밀도를 나타낸다.

시간이 L_s 인 상판의 운동량 $M_s(t)$ 와 시간이 L_l 인 상판의 운동량 $M_l(t)$ 는 다음과 같다.

$$M_s(t) = \rho A \int_0^{L_s} v(x, t) dx \quad (9a)$$

$$M_s(t) = \rho A \left[V_0 L_s + L \sum_{n=1}^N \frac{V_n}{n\pi} \left\{ \cos(\omega_n D t) - \frac{\zeta \omega_n}{\omega_{nD}} \sin(\omega_{nD} t) \right\} \exp(-\zeta \omega_n t) \sin\left(\frac{n\pi L_s}{L}\right) \right] \quad (9b)$$

$$M_l(t) = \rho A \int_{L_s}^L v(x, t) dx \quad (10a)$$

$$M_l(t) = \rho A \left[V_0 L_l - L \sum_{n=1}^N \frac{V_n}{n\pi} \left\{ \cos(\omega_n D t) - \frac{\zeta \omega_n}{\omega_{nD}} \sin(\omega_{nD} t) \right\} \exp(-\zeta \omega_n t) \sin\left(\frac{n\pi L_s}{L}\right) \right] \quad (10b)$$

시스템의 총 운동량이 항상 보존된다는 운동량 보존의 법칙을 이용하면 두 상판의 운동량의 합은 시간이 짧은 상판의 상대속도 \bar{v} 에 의한 운동량과 같다. 즉,

$$M_s(t) + M_l(t) = \rho A L_s \bar{v} \quad (11)$$

또한, 전체 상판의 지각($L = L_s + L_l$)에 걸친 운동에너지(kinetic energy) $KE(t)$ 는 다음과 같다.

$$KE(t) = \frac{\rho A}{2} \int_0^L v^2(x, t) dx \quad (12a)$$

$$KE(t) = \frac{\rho A L}{2} \left[V_0^2 + \frac{1}{2} \sum_{n=1}^N V_n^2 \left\{ \cos(\omega_n D t) - \frac{\zeta \omega_n}{\omega_{nD}} \sin(\omega_{nD} t) \right\}^2 \exp(-2\zeta \omega_n t) \right] \quad (12b)$$

식 (12b)에서 [] 내의 첫번째 항은 상판의 강체운동과 관련된 운동에너지를 나타내고, 두번째 항은 내부 축방향 진동모드를 고려할 경우 시간에 따른 운동에너지의 감소부분을 나타낸다. 마찬가지로 전체 상판의 변형에너지(strain energy) $SE(t)$ 는 다음과 같다.

$$SE(t) = \frac{EA}{2} \int_0^L \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 dx \quad (13a)$$

$$SE(t) = \frac{\rho A L}{4(1-\zeta^2)} \sum_{n=1}^N V_n^2 \sin^2(\omega_n D t) \exp(-2\zeta \omega_n t) \quad (13b)$$

식 (13)에서 보는 바와 같이 변형에너지에서 강체운동항은 제외되었다. 즉, 변형에너지는 N 개의 모드로 표현되는 내부 축방향 진동모드에만 관련된다. 이때 충돌 후 총 에너지는 운동에너지와 변형에너지의 합으로 구할 수 있다. 또한, 축방향력 FS 는 탄성변형(elastic strain)으로부터만 구할 수 있으며 다음과 같다.

$$FS(x, t) = EA \frac{\partial u(x, t)}{\partial x} \quad (14a)$$

$$FS(x, t) = \frac{\rho A c}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sum_{n=1}^N V_n \sin(\omega_n D t) \cdot \exp(-\zeta \omega_n t) \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right) \quad (14b)$$

그리고, 두 상판의 접촉면($x=L_s$)에서 FS는 다음과 같다.

$$FS(L_s, t) = \frac{-\rho A c}{\sqrt{1-\xi^2}} \sum_{n=1}^{N_s} V_n \sin(\omega_n t) \cdot \exp(-\xi \omega_n t) \sin\left(\frac{n\pi L_s}{L}\right) \quad (15)$$

2.3 신축이음부의 분리 후 단계

신축이음부가 놓이는 두 상판의 접촉면에서는 인장력을 전달하지 못하므로, 축방향력 FS는 압축력으로 작용할 경우에만 두 상판이 서로 접촉하게 된다. 이때, 접촉지속시간 τ 는 이러한 조건으로부터 구할 수 있다.

$$FS(L_s, \tau) = 0 \quad (16)$$

(1) 시간이 L_s 인 상판의 응답

두 상판이 분리될 때, 시간이 L_s 인 상판의 변위와 속도는 식 (6)과 식 (7)에서 $t=\tau$ 를 대입하여 구할 수 있다. 이때 충돌순간의 시간을 t 로 정의하는 반면에, Fig. 2(c)에서 보는 바와 같이 충돌 후 두 상판이 분리되고 난 후의 시간은 $\tilde{t}=t-\tau$ 라 정의하고, L_s 인 상판에 대한 거리는 x_s 로 정의한다. 이로부터 두 상판이 분리되는 순간인 $\tilde{t}=0$ 에서, 변위 $u_s(x_s, 0)$ 와 속도 $v_s(x_s, 0)$ 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$u_s(x_s, 0) = V_0 \tau + \sum_{n=1}^{N_s} \frac{V_n}{\omega_n} \sin(\omega_n \tau) \cdot \exp(-\xi \omega_n \tau) \cos\left(\frac{n\pi x_s}{L}\right) \quad (17)$$

$$v_s(x_s, 0) = V_0 + \sum_{n=1}^{N_s} V_n \left\{ \cos(\omega_n \tau) - \frac{\xi \omega_n}{\omega_n} \sin(\omega_n \tau) \right\} \exp(-\xi \omega_n \tau) \cos\left(\frac{n\pi x_s}{L}\right) \quad (18)$$

축방향 진동을 받는 시간이 L_s 인 상판에서 변위와 속도를 N_s 개의 모드를 이용하여 나타내면 다음과 같다.

$$u_s(x_s, 0) \approx U_0 + \sum_{n=1}^{N_s} U_n \phi_n(x_s) \quad (19)$$

$$v_s(x_s, 0) \approx V_0 + \sum_{n=1}^{N_s} V_n \phi_n(x_s) \quad (20)$$

여기서, n_s 번째 모드 형상은 식 (3)과 유사하게 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\phi_n(x_s) = \cos\left(\frac{n_s \pi x_s}{L_s}\right) \quad (21)$$

U_0 와 V_0 는 식 (17)의 $u_s(x_s, 0)$ 와 식 (18)의 $v_s(x_s, 0)$ 를 각각 식 (19)과 식 (20)에 대입하여 $x_s=0 \sim L_s$ 까지 적분하여 구할 수 있다. 마찬가지로 U_n 와 V_n 은 양변에 $\phi_n(x_s)$ 를 곱한 후 $x_s=0 \sim L_s$ 까지 적분하여 구할 수 있다. 이로부터 다음을 얻을 수 있다.

$$U_0 = V_0 \tau + \frac{I_s}{I_s} \sum_{n=1}^{N_s} \frac{V_n}{n\pi \omega_n} \sin(\omega_n \tau) \exp(-\xi \omega_n \tau) \sin\left(\frac{n\pi L_s}{L}\right) \quad (22)$$

$$U_n = \sum_{\substack{n=1 \\ n \neq n_s}}^{N_s} \frac{V_n}{n\pi \omega_n} \sin(\omega_n \tau) \cdot \exp(-\xi \omega_n \tau) \left\{ \frac{\sin(n\pi(L_s/L + n_s/n))}{L_s/L + n_s/n} + \frac{\sin(n\pi(L_s/L - n_s/n))}{L_s/L - n_s/n} \right\} + \frac{V_{n_s}}{\omega_{n_s}} \sin(\omega_{n_s} \tau) \exp(-\xi \omega_{n_s} \tau) \quad (23)$$

$$V_0 = V_0 + \frac{L_s}{L_s} \sum_{n=1}^{N_s} \frac{V_n}{n\pi} \left\{ \cos(\omega_{nD} \tau) - \frac{\zeta \omega_n}{\omega_{nD}} \sin(\omega_{nD} \tau) \right\} \exp(-\zeta \omega_n \tau) \quad (24)$$

$$\sin\left(\frac{n\pi L_s}{L}\right)$$

$$V_{n_s} = \sum_{\substack{n=1 \\ n \neq n_s}}^{N_s} \frac{V_n}{n\pi} \left\{ \cos(\omega_{nD} \tau) - \frac{\zeta \omega_n}{\omega_{nD}} \sin(\omega_{nD} \tau) \right\} \exp(-\zeta \omega_n \tau) \left\{ \frac{\sin(n\pi(L_s/L + n_s/n))}{L_s/L + n_s/n} + \frac{\sin(n\pi(L_s/L - n_s/n))}{L_s/L - n_s/n} \right\} + V_{n_s} \left\{ \cos(\omega_{n_s D} \tau) - \frac{\zeta \omega_{n_s}}{\omega_{n_s D}} \sin(\omega_{n_s D} \tau) \right\} \cdot \exp(-\zeta \omega_{n_s} \tau) \quad (25)$$

여기서, $n_s^* = n_s L / L_s$ 이다.

충돌 후 두 상판이 분리되고 난 후의 시간 \hat{t} ($= t - \tau$)에서 변위 $u_s(x_s, \hat{t})$ 와 속도 $v_s(x_s, \hat{t})$ 는 모드별 자유진동을 중첩하여 구할 수 있다.

$$u_s(x_s, \hat{t}) = U_0 + V_0 \hat{t} + \sum_{n=1}^{N_s} \left\{ U_n \cos(\omega_{nD} \hat{t}) + \frac{V_n + \zeta \omega_n U_n}{\omega_{nD}} \sin(\omega_{nD} \hat{t}) \right\} \cdot \exp(-\zeta \omega_n \hat{t}) \cos\left(\frac{n_s \pi x_s}{L_s}\right) \quad (26)$$

$$v_s(x_s, \hat{t}) = V_0 + \sum_{n=1}^{N_s} \left\{ V_n \cos(\omega_{nD} \hat{t}) - \left(\frac{\omega_n^2}{\omega_{nD}} U_n - \frac{\zeta \omega_n}{\omega_{nD}} V_n \right) \sin(\omega_{nD} \hat{t}) \right\} \cdot \exp(-\zeta \omega_n \hat{t}) \cos\left(\frac{n_s \pi x_s}{L_s}\right) \quad (27)$$

운동량 $M_s(\hat{t})$, 운동에너지 $KE_s(\hat{t})$, 변형에너지 $SE_s(\hat{t})$ 는 식 (9), (12), (13)과 유사하게 구할 수 있다.

$$M_s(\hat{t}) = \rho A \int_0^{L_s} v_s(x_s, \hat{t}) dx_s \quad (28)$$

$$= \rho A L_s V_0$$

$$KE_s(\hat{t}) = \frac{\rho A}{2} \int_0^{L_s} v_s^2(x_s, \hat{t}) dx_s \quad (29a)$$

$$KE_s(\hat{t}) = \frac{\rho A L_s}{2} \left[V_0^2 + \frac{1}{2} \sum_{n=1}^{N_s} \left\{ V_n \cos(\omega_{nD} \hat{t}) - \left(\frac{\omega_n^2}{\omega_{nD}} U_n + \frac{\zeta \omega_n}{\omega_{nD}} V_n \right) \sin(\omega_{nD} \hat{t}) \right\}^2 \cdot \exp(-2\zeta \omega_n \hat{t}) \right] \quad (29b)$$

$$SE_s(\hat{t}) = \frac{EA}{2} \int_0^{L_s} \left(\frac{\partial u_s(x_s, \hat{t})}{\partial x_s} \right)^2 dx_s \quad (30a)$$

$$SE_s(\hat{t}) = \frac{\pi^2 EA}{4 L_s} \sum_{n=1}^{N_s} n_s^2 \left\{ U_n \cos(\omega_{nD} \hat{t}) + \frac{V_n + \zeta \omega_n U_n}{\omega_{nD}} \sin(\omega_{nD} \hat{t}) \right\}^2 \exp(-2\zeta \omega_n \hat{t}) \quad (30b)$$

(2) 지간이 L_s 인 상판의 응답

지간이 L_s 인 상판의 응답에 대해 정식화시킨 것과 마찬가지로, 동일한 단계를 따라 식을 전개하면, L_s 인 상판의 변위와 속도를 같은 방법으로 구할 수 있다.

3. 해석 예 및 고찰

3.1 이상화한 해석대상교량

본 연구에서 대상으로 하는 이상화한 교량은 Fig.

Superstructure
 $L_s=120\text{m}, L_l=160\text{m}, A_{ys}=A_{yl}=5\text{m}^2$
 $I_{xs}=I_{xl}=1.5\text{m}^4, I_{zs}=I_{zl}=50\text{m}^4$
 $f_{ck}=270\text{kgf/cm}^2, E_c=230,000\text{kgf/cm}^2$

Substructure
 $H_s=H_l=20\text{m}, A_{ys}=A_{yl}=3.14\text{m}^2$
 $I_{xs}=I_{xl}=I_{zs}=I_{zl}=0.785\text{m}^4$
 $f_{ck}=270\text{kgf/cm}^2, E_c=230,000\text{kgf/cm}^2$

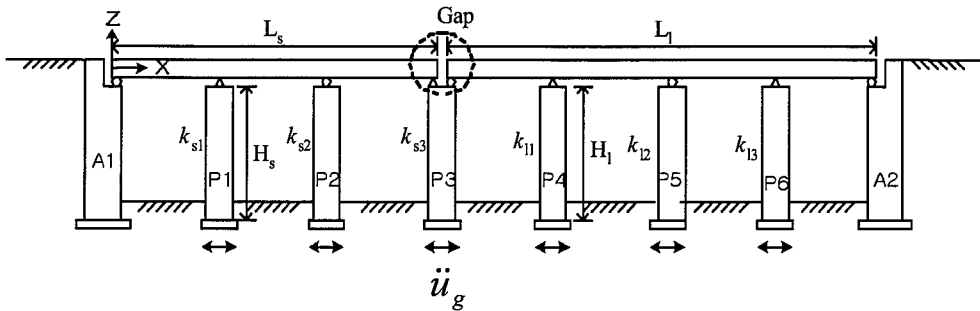


Fig. 2 이싱화된 해석대상 교량

2와 같이 지간 120m와 160m의 (3+4)경간 연속 콘크리트 박스거더교로 총 6개의 교각과 2개의 교대로 이루어져 있다. 교각의 기초형식은 비교적 지반조건이 양호한 경우에 사용되는 직접기초이며, 교각형식은 π 형 RC교각으로 지간 120m와 160m에 대한 교각 높이는 모두 20m로 동일하고 지진하중에 대해 저항하는 교각의 강성은 모두 같다고 보았다. 또한, 교량의 규모에 따른 단면제형은 구조적인 안전을 고려하여 근사적으로 결정된 값을 사용하였다. 교각 P3위의 점선으로 표시되는 부분에는 신축이음장치가 놓인다. 특히 교각 P3의 받침지지조건은 지간 L_s 에 대해서는 힌지로 연결되어 있고, L_l 에 대해서는 롤러로 연결되어 있어 이 두 지간에 대해 각각 독립된 단위 진동시스템으로 고려할 수 있게 하였다. Gap은 지진에 의한 상대변위를 제외하고 계산한 설계신축량을 나타낸다. 본 해석 예에서는 편의상 5cm로 가정하였다.

3.2 충돌해석 방법

해석 예에 사용된 지반가속도 \ddot{u}_g 를 얻기 위해 인공지진이력을 생성하는 데 널리 쓰이고 있는 SIMQKE프로그램⁵⁾을 이용하여 비정상과정의 인공지진이력을 생성한 후 이를 충돌해석에 이용하였다.

(1) 단자유도 모델링

해석대상교량은 Fig. 3과 같이 집중질량 모델(lumped-mass model)을 이용하여 비연계된(uncoupled) 2개의 단위 진동시스템으로 이루어진 총 2자유도 시스템으로 모형화할 수 있다. 각각의 단위 진동시스템에 부여된 자유도는 교각의 변형에 의해 교량상판이 교축방향변위를 갖도록 이루어졌다.

지진에 의한 상대변위를 고려하지 않은 설계신축량인 Gap은 지간 L_s 와 L_l 인 교량상판 사이에 그 크기를 5cm로 두었다. 교각 P1, P2, P3와 교각 P4, P5, P6은 각각 하나의 교각강성 k_s 와 k_l 로 표현되며, 이 교각의 강성을 이용하여 감쇠계수 c_s

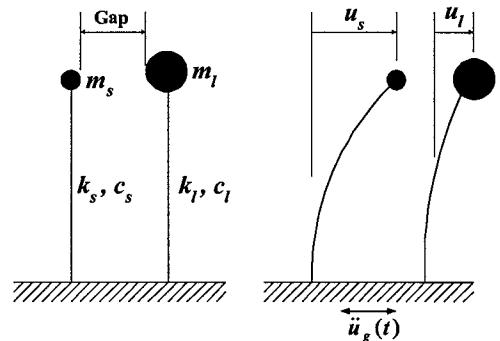


Fig. 3 단자유도 모델링

와 c_l 을 구할 수 있다. u_s 와 u_l 은 각각 지반에 대한 상대변위 또는 교각의 변형을 의미한다.

(2) 충돌에 의한 에너지소산량

충돌로 인해 소산된 에너지 E_{loss} 는 Fig. 4에서 보는 바와 같이 적절하게 선택된 반발계수 r 의 함수로 표현된다.^{7),10)}

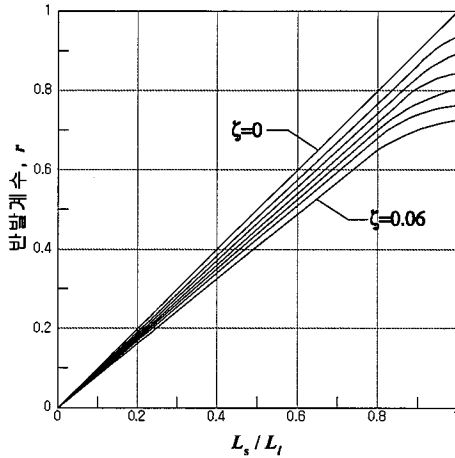


Fig. 4 지간비의 함수로 표현된 반발계수 r

r 이 1이라는 것은 완전탄성충돌을 한다는 것을 의미하며, 이런 조건에서는 충돌에 의한 시스템의 에너지손실이 전혀 없다. 반면 r 이 0이라는 것은 비탄성충돌(소성충돌)을 의미하며, 충돌 후 두 교량상판이 떨어지지 않고 붙어서 같은 속도로 움직이게 된다. 이 경우 충돌하는 동안 에너지손실은 최대가 된다. 감쇠비 ζ 와 교량상판의 지간비 L_s/L_l 을 알면 반발계수 r 을 이용하여 식 (31)과 같이 에너지 소산량 E_{loss} 를 구할 수 있다.

$$E_{loss} = \frac{\rho A L_s \bar{v}^2}{2} \left(\frac{1-r^2}{1+L_s/L_l} \right) \quad (31)$$

여기서, ρ : 질량밀도, A : 교량의 횡단면적, \bar{v} :

충돌전 교량상판의 접근속도($=v_s - v_l$)이다.

(3) 해석방법

두 교량상판이 지진에 의해 충돌하지 않을 경우 Fig. 3의 단자유도 시스템의 동적평형방정식은 다음과 같다.

$$m_s \ddot{u}_s + c_s \dot{u}_s + k_s u_s = -m_s \ddot{u}_g \quad (32)$$

$$m_l \ddot{u}_l + c_l \dot{u}_l + k_l u_l = -m_l \ddot{u}_g \quad (33)$$

여기서,

u_s, u_l : 지반에 대한 교량상판의 상대변위,

u_g : 지반변위를 나타낸다.

충돌이 일어나지 않는 경우에는 식 (32)과 (33)를 각각 독립적으로 풀이 변위를 구할 수 있다. 그러나, 두 교량상판 사이의 간격이 좁아지다가 $u_s - u_l > 5\text{cm}$ 인 경우에는 두 교량상판 사이에 충돌이 발생하고 이로 인한 속도변화가 생긴다. 이때의 속도변화는 다음 두 식으로부터 구할 수 있다.

$$m_s \dot{u}_s + m_l \dot{u}_l = m_s \dot{u}_{s\text{new}} + m_l \dot{u}_{l\text{new}} \quad (34)$$

$$r(\dot{u}_s - \dot{u}_l) = \dot{u}_{l\text{new}} - \dot{u}_{s\text{new}} \quad (35)$$

여기서, $\dot{u}_{s\text{new}}, \dot{u}_{l\text{new}}$: 충돌지후 각각 \dot{u}_s 와 \dot{u}_l 에서 변화한 속도이다. 식 (34)는 운동량 보존의 결과를 이용한 것이고, 식 (35)는 반발계수의 정의에 의한 결과이다.

해석 예에서는 Strong-Motion Records로부터 콘크리트 구조물의 측면형과 관련된 감쇠비 ζ 를 0.05로 가정하였다.¹⁰⁾ 지간비 $L_s/L_l = 0.75$ 이므로 Fig. 4로부터 반발계수 r 은 0.67이다. 동적 계

Table 1 교량지간에 따른 동저매개변수

	지간 120m	지간 160m
교량상관질량 m	$1.5 \times 10^6 \text{ kg}$	$2.0 \times 10^6 \text{ kg}$
교각 강성 k	13.27 MN/m	13.27 MN/m
교축방향진동수 $\omega_0 (= \sqrt{k/m})$	2.97 rad/s	2.58 rad/s
감쇠계수 $c (= 2\% \omega_0 m)$	0.45 MN · s/m	0.52 MN · s/m

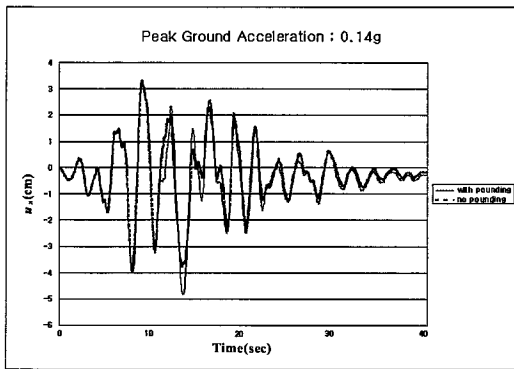
개변수는 Table 1과 같다.

여기서, ζ_s 와 ζ_l 이 교각의 휨변형과 관련된 것이 라면, ζ_s 는 콘크리트박스거더의 축변형과 관련된 것 이다.

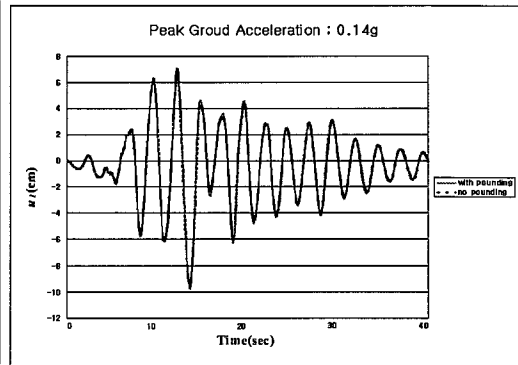
4. 총돌해석 결과

4.1 시간이력해석

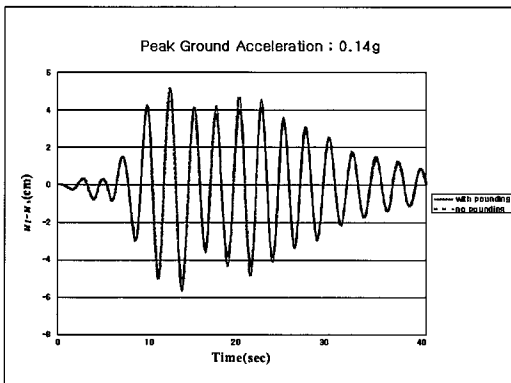
총돌에 대한 시간이력해석은 내진 1등급교의 최대 지반가속도인 0.14g와 이에 대해 안전축을 고려한 0.25g의 두 경우로 나누어 수행하였다. Fig. 5 및 Fig. 6은 각각 최대지반가속도가 0.14g와 0.25g에 서 얻은 120m 지간에 대한 절대변위(u_s), 160m에 지간에 대한 절대변위(u_l), 두 지간에 대한 신축이음 부의 상대변위($u_l - u_s$) 및 상대속도($\dot{u}_s - \dot{u}_l$) 이다.



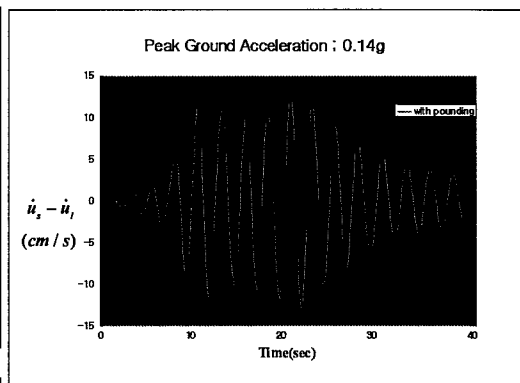
(a) 지간 120m인 진동시스템에 대한 절대변위



(b) 지간 160m인 진동시스템에 대한 절대변위

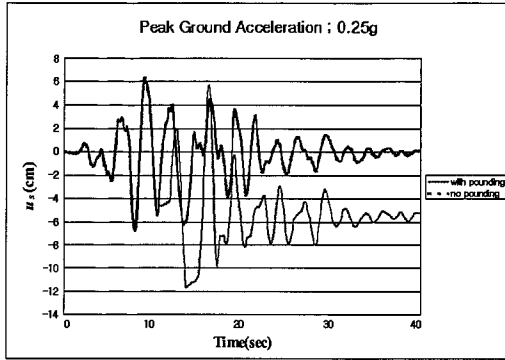


(c) 두 지간에 대한 신축이음부의 상대변위

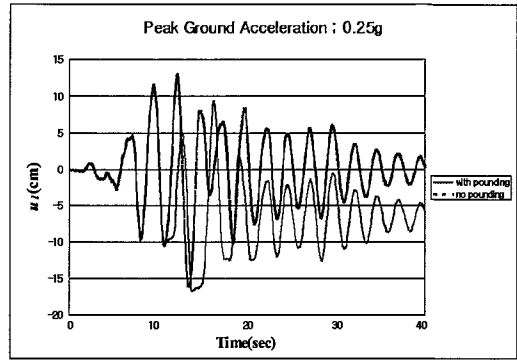


(d) 두 지간에 대한 상대속도

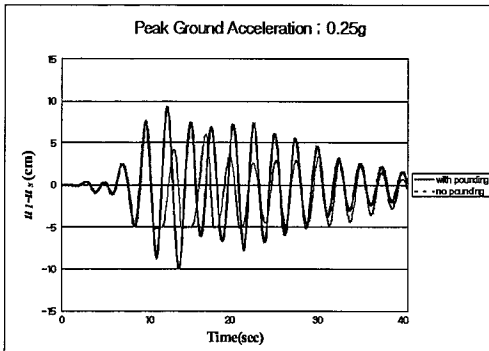
Fig. 5 최대지반가속도가 0.14g인 경우



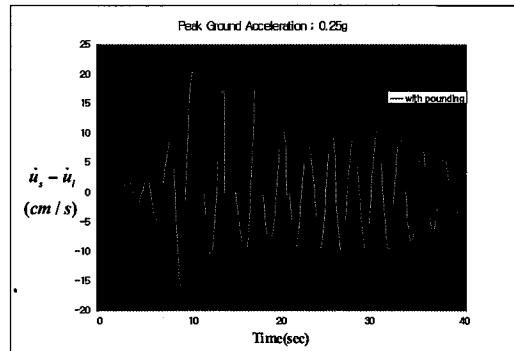
(a) 지간 120m인 진동시스템에 대한 절대변위



(b) 지간 160m인 진동시스템에 대한 절대변위



(c) 두 지간에 대한 신축이음부의 상대변위



(d) 두 지간에 대한 상대속도

Fig. 6 최대지반가속도가 0.25g인 경우

4.2 충격력 분석

Fig. 5와 Fig. 6에서 진동시스템의 충돌효과를 고려한 교각의 변형은 실선으로 나타내었고, 충돌효과를 고려하지 않은 교각의 변형은 점선으로 나타내었다. 충돌에 대한 시간이력해석으로부터 충돌의 영향은 지간이 짧은 교량상판에서 더 큰 경향이 있다는 것을 알 수 있다. 또한, 충돌은 지간이 긴 교량상판과 짧은 교량상판에서 모두 변형을 감소시킨다. 그러므로 충돌을 고려할 경우 교각의 전단력과 모멘트는 감소되는 경향을 보일 것이다.

Fig. 5(d)와 Fig. 6(d)는 두 교량상판의 상대속도 $\dot{u}_s - \dot{u}_l$ 을 보여준다. 여기서, +값은 충돌속도

를 의미하고 -값은 충돌 후 분리속도를 의미한다. Fig. 5(d)의 최대 충격속도는 10.42초일 때 발생하고 그때의 값은 12.5cm/s이고, 식 (8)로부터 압축파의 속도 $c(=\sqrt{E/\rho})$ 는 3,003m/s라는 것을 알 수 있다. 또한, 해석교량의 단면적은 5.00m^2 이므로 충격력 FS 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\begin{aligned}
 FS &\approx \frac{\rho A c \bar{v}}{2} \\
 &= \frac{2,500 \times 5.00 \times 3,003 \times 0.125}{2} = 2.35 \text{ MN} \\
 &= 2.40 \times 10^5 \text{ kgf}
 \end{aligned}$$

같은 방법으로 Fig. 6(d)의 최대 충격속도는 20.44 초일 때 발생하고 그때의 값은 20.3cm/s이다. 이로부터 충격력을 구하면 3.89×10^5 kgf이다.

인접한 상판 사이의 충돌이 전체 박스거더 단면적에 걸쳐 일어났다면, 두 경우 중 최대 축방향 압축응력은 $7.78 \text{ kgf/cm}^2 (= FS/A)$ 이다. 이 값은 정적하중에 대한 콘크리트의 압축강도 204~408 kgf/cm^2 와 충격하중에 대한 콘크리트의 압축강도 306~663 kgf/cm^2 보다 상당히 작다.^{2),12)} 연구결과 시간이 다른 두 교량상판 사이에 충돌이 발생할 경우 두 상판의 최대 접촉지속시간은 시간이 짧은 (L_s) 진동시스템에 대한 교축방향 고유주기 (T_s)의 2배라는 사실이 밝혀졌다.¹⁰⁾ 해석대상 교량의 충돌에 의해 압축과 속도가 3.003m/s라는 것을 이용하면, 시간이 160m와 120m인 축방향 진동시스템에 대한 내석보드의 기본주기 T_1 와 T_s 는 식 (8)로부터 0.11초와 0.08초라는 것을 알 수 있다. 이것은 비록 충격력의 크기가 상당히 커지더라도 시간이 짧은 진동시스템의 교축방향 주기에 비하면 충격력의 지속시간은 매우 짧기 때문에, 충격력은 교각에 큰 변형을 일으킬 수 없다는 것을 의미한다. 따라서, 지진에 의한 교량의 충돌해석을 할 경우 선형-탄성 응답으로 가정하는 것이 합리적이라는 것을 알 수 있다.

5. 결 론

본 연구를 수행하여 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) 교량상판 사이에 충돌이 발생하면, 교량의 거동은 충돌을 고려하지 않은 경우와 비교했을 때 응답의 크기와 경향이 크게 달라지게 된다. 또한, 충돌에 의한 에너지소산 때문에 교각의 변형은 일반적으로 충돌을 고려할 때 더 작게 되며, 시간이 짧은 교량상판은 시간이 긴 교량상판 보다 충돌의 영향을 더 크게 받는다.
- 2) 충돌로 인한 충격력은 일반적으로 상당히 크다. 그러나, 해석 예에서 교량상판의 상대속도 $u_s - u_i$

을 이용하여 충격력을 산정하여 압축응력을 구해 본 결과 정적하중 및 충격하중에 대한 콘크리트 압축강도의 10% 이하 값을 보였다. 즉, 상대속도를 이용하면 교량의 단면에 대해 충돌로 인한 안전성을 검토할 수 있다.

- 3) 충돌로 인한 충격력의 크기가 상당히 커지더라도 시간이 짧은 진동시스템의 교축방향 주기에 비하면 충격력의 지속시간은 매우 짧기 때문에, 충격력은 교각에 큰 변형을 일으킬 수 없다. 따라서, 지진에 의한 교량의 충돌해석을 할 경우 선형-탄성 응답으로 가정하는 것이 합리적이라는 것을 알 수 있다.

본 연구에서는 교량상판의 충돌을 고려하여 동적 거동 특성을 분석하기 위해 수학적인 이론해의 규명하고 실제 이상화한 해석 예를 통한 이를 고찰하였다. 추후 연구에서는 충돌이 동일직선상에 작용하지 않을 경우에 발생할 수 있는 국부적 파괴의 영향과 단자유도 시스템을 다자유도 시스템으로 확장시키기 위한 연구가 필요하다고 판단된다.

참 고 문 헌

1. Anagnostopoulos, S. A., and Spiliopoulos, K. V. (1992). "An investigation of earthquake induced pounding between adjacent buildings." *J. Earthquake Engrg. and Struct. Dyn.*, 21(4), pp. 289-302.
2. Bischoff, P. H., and Perry, S. H. (1995). "Impact behavior of plain concrete loaded in uniaxial compression." *J. Engrg. Mech.*, ASCE, 121(6), pp. 685-693.
3. Cross, W. B., and Jones, N. P. (1993). "Seismic performance of joist pocket connections. I: Modeling." *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 119(10), pp. 2986-3007.
4. Fennes, G. L., and Desroches, R. (1995). "Evaluation of the response of I-10/215 interchange bridge near San Bernardino in the 1992 Landers and Big Bear earthquake." *Rep. No. CSMP/95-02*, California Strong Motion Instrumentation Program, Sacramento, Calif.

-
5. Gasparini, D. A. and Vanmarcke, E. H. (1976). "Evaluation of seismic safety of buildings-simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra", *Rep., No. 2*, Massachusetts Institute of Technology.
 6. Huang, M. Shakal, A., Cao, T., Sherburne, R., Sydnor, R., Fung, P., Malhotra, P., Cramer, C., Su, F., Darragh, R., and Wampole, J. (1992). "CSMIP Strong-Motion Records From the Big Bear, California Earthquake of 28 June 1992." *Rep. OSMS/92-10*, California Department of Conservation, Division of Mines and Geology, Office of Strong Motion Studies.
 7. Krätzig, W. B., and Niemann, H.-J. (1996). *Dynamics of Civil Engineering Structures*, A. A. Balkema, pp. 321-337.
 8. Leibovich, E., Rutenberg, A., and Yankelevsky, D. Z. (1996). "On eccentric seismic pounding of symmetric buildings." *J. Earthquake Engrg. and Struct. Dyn.*, 25(3), pp. 219-233.
 9. Maison, B. F., and Ventura, C. E. (1992). "Seismic analysis of base-isolated San Bernardino County Building." *Earthquake Spectra*, EERI, 8(4), pp. 605-633.
 10. Malhotra, P. K. (1998). "Dynamics of seismic pounding at expansion joints of concrete bridges." *J. Engrg. Mech. ASCE*, 124(7), pp. 794-802.
 11. Meirovitch, L. (1997). *Principles and techniques of vibrations*, Prentice-Hall, Inc. pp.393-398.
 12. Park, R., and Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*, John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y., pp. 545-609.
 13. Penzien, J. (1997). "Evaluation of building separation distance required to prevent pounding during strong earthquakes." *J. Earthquake Engrg. and Struct. Dyn.*, 26(8), pp. 849-853.

(접수일자 : 2000년 11월 8일)