

거더간 충돌을 고려한 지진하중을 받는 교량의 동적거동분석

Dynamic Behavior Analysis of Bridges Considering Pounding Between Adjacent Girders Under Seismic Excitations

김 상 호*
Kim, Sang-Hyo

마 호 성**
Mha, Ho-Seong

원 정 훈***
Won, Jeong-Hun

요 지

교량거동의 동적 특성과 인접거더간의 충돌의 영향을 파악하기 위하여 여러 단순보로 이루어진 교량시스템의 교축방향에 대한 거동을 분석하였다. 충돌은 물론 교각의 비선형, 그리고 기초의 병진 및 회전운동을 고려할 수 있는 단순화된 다자유도시스템을 소개하고 이에 상응하는 운동방정식을 유도하여 교량거동을 예측하는 방법을 개발하였다. 개발된 다자유도시스템은 지진하중을 받는 교량시스템의 거동분석에 대한 적절한 정보를 제공할 수 있는 것을 밝혔다. 충돌의 주 영향은 강진 시 인접거더간의 상대변위를 감소시키며, 미진 시에는 상대적으로 증가시킴을 밝혔다. 따라서 강진이 아닌 지진하중을 받는 교량의 거동분석 시에도 이러한 충돌로 인한 영향에 대하여 각별한 주의가 필요하다는 것을 제안한다.

핵심용어 : 교량, 동적 특성, 충돌, 지진 하중, 상대 변위

Abstract

Longitudinal response behaviors of a bridge system consisting of several simple spans under seismic excitations are examined to see the dynamic characteristics of the bridge motions and also to verify the effects of poundings between adjacent girders. An idealized multiple degree-of-freedom(MDOF) system is introduced and the corresponding equations of motions are derived, which can describe the pounding phenomena in addition to the other important aspects such as inelastic pier and foundation motions. Using the derived equations of motions, the method to predict the response behaviors is developed. The adopted MDOF system is found to give the appropriate information of the system behaviors under seismic excitations. It is found that the major effect of the pounding is to reduce the relative displacements between adjacent girders under strong ground motions, but to relatively increase them under mild ground motions. Care should be suggested to be taken when the relative motions are concerned under mild earthquakes due to these pounding phenomena.

Keywords : bridge, dynamic characteristic, pounding, seismic excitation, relative displacement

* 정회원 · 연세대학교 사회환경건축공학부 교수

** 정회원 · 호서대학교 토목공학과 전임강사

*** 연세대학교 토목공학과 박사과정

· 이 논문에 대한 토론을 1999년 12월 31일까지 본 학회에 보내주시면 2000년 3월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

1. 서론

지진하중을 받는 구조물은 동적거동을 시작하게 되며 대도시에 밀집되어 분포하고 있는 인접한 구조물사이에서는 서로간의 상호작용도 발생하게 된다. 구조물의 거동 중 한 형태인 인접구조물간의 충돌현상은 1971년의 San Fernando 지진, 1985년의 멕시코 지진, 1989년의 Loma Prieta 지진, 그리고 1995년의 Hyogo-ken Nanbu 지진 등에서 관측되었으며, 이러한 충돌은 구조물의 국부적 손상은 물론 상대 구조물의 변위 증가 등을 유발하며 그 피해를 더욱 증가시킬 수 있어 여기에 대한 많은 관심을 일으키고 있다^{1),2)}. 교량의 경우에는 지진으로 인한 상부구조의 교축방향운동은 인접한 진동계의 위상차에 의해 생기는 상대변위와 거더간의 불충분한 여유공간 등으로 인해 충돌을 일으키게 된다. 이러한 거더간의 충돌은 교량상부의 단부에서의 구조적 손상은 물론, 더 나아가 교량상부의 낙교를 유발하는 주된 원인으로 밝혀졌다³⁾. 거더간의 충돌을 피하기 위한 방법으로 인접 거더간을 결속시키는 방법이나 거더간의 여유공간을 충분히 확보하는 방법등이 있으나 이러한 방법은 또 다른 문제를 초래할 수 있다. 따라서 적절한 대책을 수립하기 위해서는 우선적으로 충돌의 발생과정과 그 영향을 정확히 분석하여야 할 필요가 있다. 그러므로 지진하중을 받는 다경간으로 이루어진 교량의 거동을 예측함에 있어 거더간 충돌을 고려할 수 있는 해석적 모형의 개발과 이를 이용하여 운동의 특징을 밝히는 것이 우선되어야 한다.

충돌 현상을 갖는 진동시스템인 vibroimpact 시스템은 지진시의 인접구조물간의 충돌(Pounding) 현상을 해석하기 위한 도구로 널리 사용되어져 왔다⁴⁾. 구조물 상호간의 충돌에 대한 연구의 대부분은 충돌 후의 속도변화를 보완하기 위하여 충돌 상호작용을 bilinear 스프링 또는 복귀계수를 사용하여 나타내거나 선형 스프링-감쇠장치로 구성된 충돌요소를 사용하여 고려하고 있다.

교각의 거동특성은 교각상부의 변위에 큰 영향을 미치며, 강한 지진하중을 받는 교각은 비선형 거동을 하게 되므로, 해석시 교각의 비선형 거동을 고려하여야 한다. 또한, 기초의 회전·병진운동과 교대의 영향이 교각상부의 변위에 미치는 영향도 무시

할 수 없으므로 이를 고려하여 해석을 수행할 필요가 있다⁵⁾.

본 연구에서는 스프링-질량-감쇠장치 모형에 근거하여 인접 거더간의 충돌, 교각의 비선형성, 기초의 영향과 교대의 영향을 고려할 수 있는 이상화된 다자유도 교량해석모형을 개발하고 이를 이용하여 단순지진된 다경간 교량의 동적거동 특성을 분석하였다. 거더간의 충돌로 인한 국부적인 손상은 무시하였으며, 지진하중으로는 인공지진이력을 적용하여 시간이력해석을 수행하였다.

2. 거더간의 충돌

구조물, 특히 교량에서의 충돌은 일반적으로 인접한 두 진동계의 고유주기차나 각각의 진동계에 작용하는 지진파의 도달시간차 등으로 인하여 발생하게 된다. 인접한 진동계사이의 충돌을 고려하기 위한 일반적인 방법으로는 스프링과 감쇠장치를 가지는 충돌요소(impact element)를 적용하는 방법과 소성 충격에 대한 복귀계수(coefficient of restitution)를 이용한 충돌법칙을 적용하는 방법이 있다. 충돌요소를 구성하는 스프링의 강성과 감쇠상수에 대한 적절한 값을 결정할 수 있다면, 전자의 방법이 일반적으로 실제문제에 적용하기 편리하며 보다 정확한 근사해를 제공하는 것으로 알려져 있다¹⁾. 본 연구에서는 그림 1에 나타난 바와 같이 두 진동계사이에 스프링과 감쇠장치를 갖는 충돌요소를 이용하여 충돌을 모형화하였다. 충돌요소를 구성하는 스프링과 감쇠장치는 인접한 두 진동계사이의 상대변위여유공간을 넘어서게 될 때에만 작용하므로 충돌이 발생하게 되는 조건은 아래의 식 (1)과 같이 정의할 수 있다.

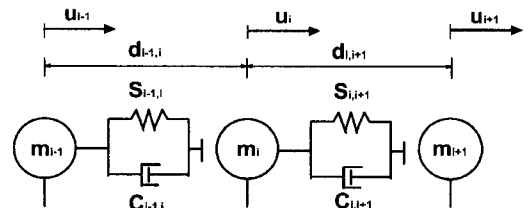


그림 1 스프링과 감쇠장치를 가진 충돌요소

$$\delta_i = u_i - u_{i+1} - d_{i,i+1} \geq 0 \quad (1)$$

여기서, u_i, u_{i+1} 는 각각 질량 m_i 와 m_{i+1} 의 변위를 나타내고, $d_{i,i+1}$ 는 두 진동계사이의 여유공간이다. 아래첨자 $i, i+1$ 는 연속된 진동계로 이루어진 시스템에서 i 번째와 $i+1$ 번째의 진동계를 나타낸다.

두 질량체 m_i 와 m_{i+1} 사이에서 작용하는 충돌력은 다음과 같이 정의된다.

$$\begin{cases} F_{i,i+1} = 0 & \text{for } \delta_i \leq 0 \\ F_{i,i+1} = S_{i,i+1}\delta_i + C_{i,i+1}\dot{\delta}_i & \text{for } \delta_i > 0 \end{cases} \quad (2)$$

$S_{i,i+1}$ 와 $C_{i,i+1}$ 는 질량 m_i 와 m_{i+1} 이 충돌할 때 작용하는 스프링의 강성과 감쇠상수를 나타내며, 그 값은 정확하게 표현하기 어려운 불확실성을 가지고 있다. 일반적으로 충돌요소의 강성은 매우 크며, 충돌지점에서의 국부적인 구조적 강성을 나타내는데, 강성의 불확실성은 충돌면의 형상, 충돌상태에서의 재료물성, 충돌속도의 변화 등 많은 요소들로부터 기인한다. 그러나, 기존의 충돌요소의 강성 변화에 따른 민감도분석을 살펴보면, 시스템의 응답 변위는 충돌요소의 강성변화에 크게 영향을 받지 않는 것으로 밝혀졌다^{6),7)}.

충돌시의 에너지 소산 정도를 결정하는 감쇠상수는 두 질량체가 임의의 속도로 충돌할 경우 충돌동안의 에너지 손실을 고려하여 식 (3)과 같이 표현될 수 있다⁷⁾.

$$C_{i,i+1} = 2\xi_i \sqrt{S_{i,i+1} \frac{m_i m_{i+1}}{m_i + m_{i+1}}} \quad (3)$$

여기서, $\xi_i = \frac{-\ln r}{\sqrt{\pi^2 + (\ln r)^2}}$, r 은 복구계수로

서 $r=1$ ($\xi=0$)은 완전 탄성충돌을 나타내며, $r=0$ ($\xi=1$)은 완전 소성충돌을 나타낸다.

3. 대상 교량시스템과 운동방정식

본 연구에서 대상으로 하는 교량은 지간 35 m의 6경간 단순 강판형교로 총 5개의 교각(P1~P5)과 2개의 교대(A1, A2)를 가지고 있다(그림 2). 대상 교각의 기초형식은 비교적 지반조건이 양호한 경우에 사용되는 직접기초이며, 교각형식은 π 형의 원형 교각으로 교각높이가 12 m(P1, P5), 16 m(P2, P4), 20 m(P3)로 이루어진 교량에 대하여 우선적으로 분석하고 다양한 교각높이에 대하여 살펴보았다. 그림에서 M과 F는 각각 이동지점과 고정지점을 의미한다.

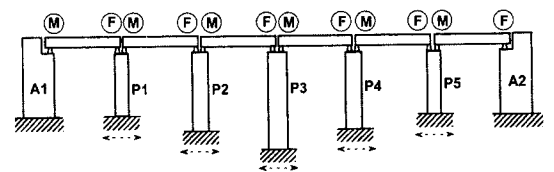


그림 2 대상교량

대상교량의 모형화에서는 교대는 지반과 일체로 거동하는 것으로 가정하여 5개의 교각과 이에 고정된 상부구조에 대한 5개의 단위진동계로 이루어진 총 15자유도의 시스템으로 모형화하였다. 하나의 단위진동계는 상부구조의 교축방향변위와 기초의 수평 및 회전변위를 갖는 3자유도로 이루어진다.

그림 3은 대상교량을 거더간의 충돌과 교대와 상부거더간의 충돌을 고려하여 이상화시킨 교량시스템의 이상화한 기계적 모형이다. 여기서, m_1, \dots, m_5 은

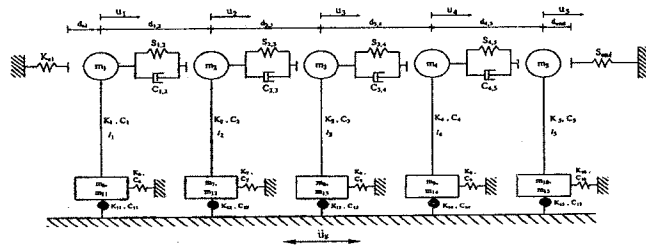


그림 3 이상화된 교량해석모형

상부구조의 질량과 교각질량의 기여분, m_6, \dots, m_{10} 은 기초의 질량과 교각질량의 기여분, m_{11}, \dots, m_{15} 은 기초의 회전관성질량을 나타낸다. K_1, \dots, K_5 과 C_1, \dots, C_5 은 각각 기둥의 강성과 감쇠, K_6, \dots, K_{10} 과 C_6, \dots, C_{10} 은 각각 기초의 병진강성과 감쇠, K_{11}, \dots, K_{15} 과 C_{11}, \dots, C_{15} 은 각각 기초의 회전강성과 감쇠를 나타낸다. 또한 l_i 는 기둥의 높이이고, u_1, \dots, u_5 는 상부구조의 변위, u_6, \dots, u_{10} 은 기초의 병진변위, u_{11}, \dots, u_{15} 는 기초의 회전변위를 나타내며, \ddot{u}_g 는 지반 가속도를 나타낸다. 그림 4는 교각 P3을 중심으로 나타낸 하나의 단위 진동계의 3자유도 모형을 나타낸다.

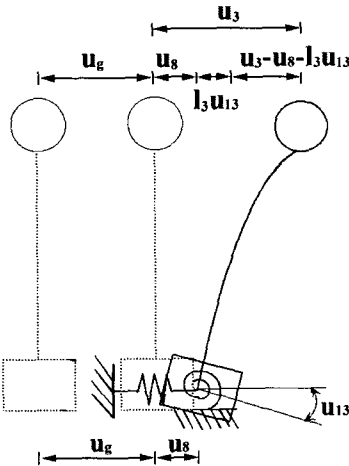


그림 4 3자유도 모형(교각 P3부분)

교대와 인접거더간의 상호작용으로 인한 충돌은 흔히 감쇠의 고려없이 여유공간을 가지는 선형스프링으로 모형화하는 경우가 많다^(8),9). 이는 교대와 인접상부구조와의 충돌시 교대 뒤채움 토체의 영향을 받게 되는데 충돌에 영향을 미치는 토체의 영역 범위의 정의에 어려움이 있기 때문이다. 따라서 본 연구에서는 교대는 일정변위 (d_{al} , d_{end}) 이상에서 작용하는 선형스프링으로 모형화하였으며, 강성값은 도로교표준시방서의 내진설계편(1996)⁽¹⁰⁾에 제시된 방법에 의해 결정하였다. 왼쪽 교대의 수평강성을 K_{al} 으로 나타내었으며, 오른쪽 교대의 경우는 그림

3에서 보는 바와 같이 끝단 스프링(S_{end})으로 나타내었다.

기초의 모형화는 지반조건에 따른 영향을 고려하기 위하여 수평과 회전강성을 갖는 선형스프링과 감쇠장치로 모형화하였으며, 수평 및 회전방향으로의 기초강성은 도로교표준시방서의 내진설계편(1996)⁽¹⁰⁾에서 규정하고 있는 방법을 이용하여 결정하였다⁽⁵⁾.

철근콘크리트 교각의 비선형거동을 반영하기 위해서 본 연구에서는 기하학적 비선형성을 나타내는 $P-\delta$ 효과와 재료적 비선형성을 고려할 수 있는 히스테리시스모형을 적용하였다. $P-\delta$ 효과는 일반적인 운동방정식에서 고려되는 탄성강성을 $P-\delta$ 효과를 고려한 경우의 탄성강성으로 대체함으로써 고려될 수 있다⁽¹¹⁾. 일반적인 단자유도 시스템을 고려하면, $P-\delta$ 효과를 고려한 시스템의 운동방정식은 다음의 식 (4)와 같이 표현될 수 있다.

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) - \frac{mg}{l}u(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (4)$$

히스테리시스모형은 간단하면서도 실제 철근콘크리트부재의 거동을 적절히 예측하기 위하여 하중제거시의 강성저하와 하중역전시의 강성저하를 고려한 모형을 사용하였다^(12),13). 해석에 적용된 히스테리시스모형은 그림 5와 같으며, 히스테리시스모형의 변수는 대상교각의 하중-변위 곡선으로부터 구하였다. 대상교각의 하중-변위 곡선은 실험적으로 구하는 것이 실제의 교각상태를 정확하게 반영할

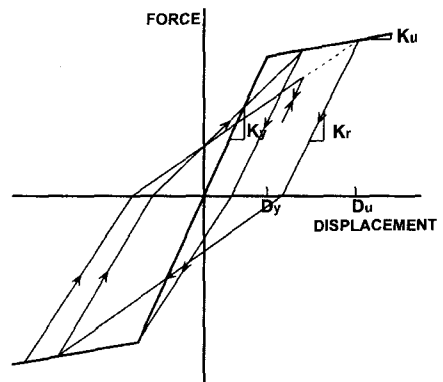


그림 5 히스테리시스모형

수 있으나 본 연구에서는 콘크리트와 철근의 응력-변형률 관계로부터 교각단면의 모멘트-곡률곡선을 구한 후, 이를 이용하여 해석적으로 결정하였다¹⁴⁾. 대상으로 하는 교각의 직경에 대한 높이비가 7~9정도이므로, 교각상부변위에 미치는 전단변형률의 영향은 휨 변형률에 의한 영향에 비해 작기 때문에 휨 거동에 의한 변위가 지배적이므로¹⁵⁾ 본 연구에서는 휨에 의한 변위만을 고려하였다.

인접구조물간의 충돌효과, 교각의 비선형거동, 그리고 기초운동을 고려한 교량시스템(그림 3)의 지배운동방정식은 다음과 같다.

$$\begin{aligned}
 & m_i \ddot{u}_i + C_i(\dot{u}_i - \dot{u}_{n+i} - l_i \dot{u}_{2n+i}) + R_i \\
 & - \frac{m_i g}{l_i}(u_i - u_{n+i} - l_i u_{2n+i}) - F_{i-1,1} + F_{i,i+1} = -m_i \ddot{u}_g(t) \quad (5) \\
 & m_{n+i} \ddot{u}_{n+i} + C_{n+i}(\dot{u}_{n+i} + K_{n+i} u_{n+i} - C_i(\dot{u}_i - \dot{u}_{n+i} - l_i \dot{u}_{2n+i}) \\
 & - R_i) + \frac{m_i g}{l_i}(u_i - u_{n+i} - l_i u_{2n+i}) = -m_{n+i} \ddot{u}_g(t) \quad (6) \\
 & m_{2n+i} \ddot{u}_{2n+i} + C_{2n+i}(\dot{u}_{2n+i} + K_{2n+i} u_{2n+i} \\
 & - C_i l_i(\dot{u}_i - \dot{u}_{n+i} - l_i \dot{u}_{2n+i}) - l_i R_i + m_i g(u_i - u_{n+i} - l_i u_{2n+i})) = 0 \\
 & \quad (i = 1, 2, 3, 4, 5, \quad n = 5) \quad (7)
 \end{aligned}$$

여기서, R_i 는 $u_i - u_{n+i} - l_i u_{2n+i}$ 를 변위 항으로 하여 히스테리시스모형으로 표현되는 복원력 함수이다. 상부구조사이의 충돌력과 교대와 상부구조사이의 충돌력 $F_{i,i+1}$ 은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{cases} F_{0,1} = 0 & \text{for } -u_1 - d_{a1} \leq 0 \\ F_{0,1} = K_{a1}(-u_1 - d_{a1}) & \text{for } -u_1 - d_{a1} > 0 \\ F_{5,6} = 0 & \text{for } u_5 - d_{end} \leq 0 \\ F_{5,6} = S_{end}(u_5 - d_{end}) & \text{for } u_5 - d_{end} > 0 \end{cases} \quad (8)$$

$$\begin{cases} F_{i,i+1} = 0 & \text{for } \delta_i \leq 0 \\ F_{i,i+1} = S_{i,i+1} \delta_i + C_{i,i+1} \dot{\delta}_i & \text{for } \delta_i > 0 \end{cases}$$

$$\delta_i = u_i - u_{i+1} - d_{i,i+1} \quad (i = 1, 2, 3, 4)$$

교량시스템의 응답거동은 대상 교량의 운동방정식을 직접 적분법을 이용한 수치 해석을 통하여 구하였으며, 사용한 시간간격은 2×10^{-5} 초로 하였다. 또한 충돌은 시스템의 불연속성을 발생시키므로 보다 적절한 수치해석을 위하여 정확한 충돌시간을 구하여 적용하였다.

4. 결과분석

지진이력은 해당지역에서 발생 가능한 지진강도에 대한 실제 계기지진기록을 이용하는 것이 가장 합리적이거나 우리 나라의 경우는 예상되는 지진강도 및 그에 대한 신뢰할 만한 계기지진기록이 부족하므로 본 연구에서는 널리 쓰이고 있는 SIMQKE 프로그램을 이용하여 도로교시방서에서 제시하고 있는 설계응답스펙트럼에 일치하는 비정상과정의 인공지진이력을 생성, 적용하였다.

앞서 언급한 바와 같이 충돌요소의 순간적인 강성은 매우 크며, 많은 불확실성을 내포하고 있으므로 충돌지점에서의 국부적인 강성을 정확하게 평가하는 것은 매우 어렵다. 따라서 적합한 충돌요소의 강성을 결정하기 위하여 대상교각의 항복강성을 기준으로 항복강성의 변화에 따른 응답특성을 비교하여 보았다. 여기서, 충돌요소의 강성은 각각 교각 항복강성의 1배, 10배, 100배, 그리고 1000배로 가정하였다. 인접한 거더간의 여유공간은 모두 10 cm로 가정하였다. 그림 6은 최대지반가속도가 0.6g인 지진하중 작용시의 교각 P2와 P3의 상대변위 ($u_3 - u_2$)를 나타낸 것이다.

그림 6에서 볼 수 있듯이, 상대변위에 대한 응답이력은 충돌요소의 강성값에 따라 그 특성이 현저히 다르게 나타남을 알 수 있다. 여기서, 양(+)의 값은 인접거더가 서로 멀어짐을 의미하고 음(-)의 값은 서로 가까워 짐을 의미한다. 그림 6의 (a)와 (b)에서 보듯이 음(-)의 상대변위의 크기가 대상교량의 여유공간을 초과하는 경우는 인접한 두 거더가 서로 겹치게 되는 경우이며 이는 실제상황에서 불가능한 현상이다. 그러므로 충돌요소의 강성값은 지진하중에 의한 상대변위의 크기가 여유공간을 초과하지 않는 범위 내에서 머물 수 있도록 적당한 값으로 정해야 한다. 충돌요소의 강성값이 교각 항복강성의 100배와 1000배일 경우에는 음(-)의 상대변위의 크기가 여유공간을 초과하지 않으며 또한 그 응답특성이 상당히 유사한 것을 알 수 있다(그림 6 (c),(d)). 이로부터 충돌요소의 강성이 어떤 한계값 이상일 경우, 충돌강성값의 크기는 전체적인 응답특성에 거의 영향을 미치지 않음을 알 수 있다. 따라서 본 연구에서는 교각 항복강성의 100배를 충돌요소의 강성값으로 사용하였다. 이와 같이 결정된

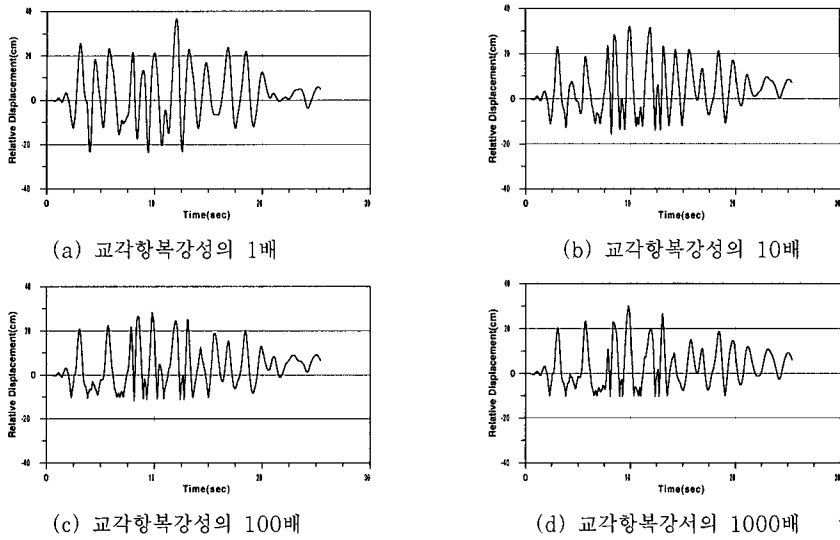


그림 6 충돌요소의 강성변화에 따른 상대변위 응답이력곡선

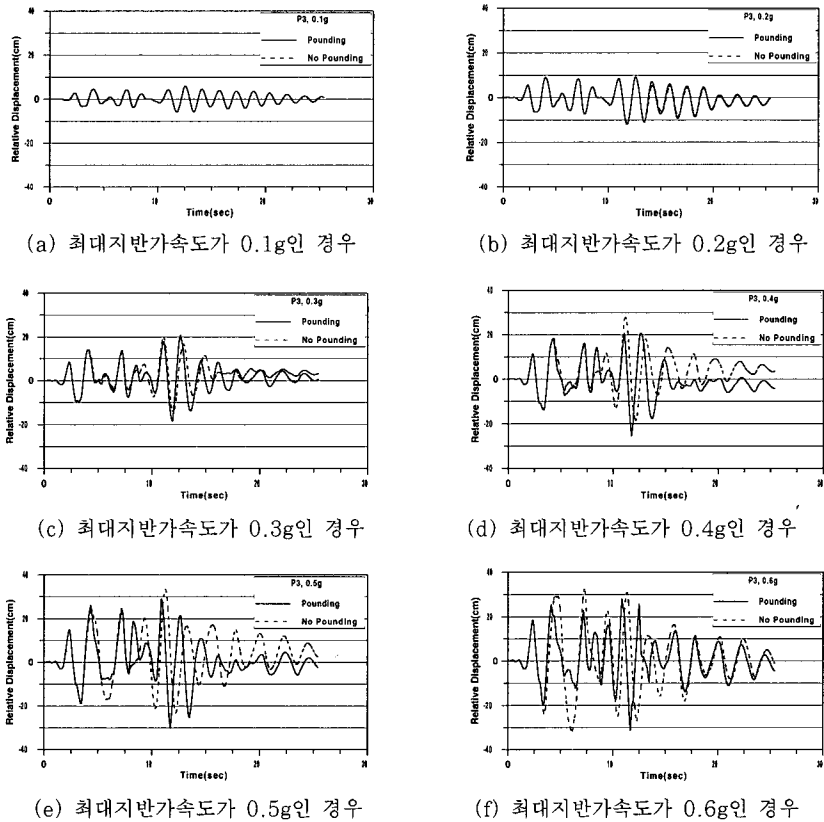


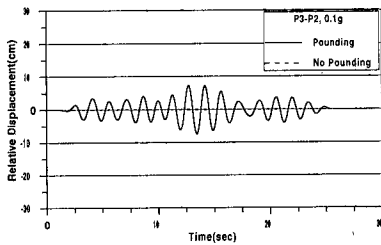
그림 7 충돌고려에 따른 교각 P3 변위의 응답이력

충돌요소의 강성을 이용하여 본 연구에서는 다양한 최대지반가속도(0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g, 0.6g)를 갖는 지진하중에 대한 거더간 충돌효과를 고려한 교량의 거동특성을 분석하였다.

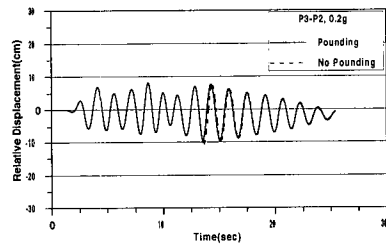
우선 인접한 거더간 충돌효과를 분석하기 위하여 충돌을 고려한 경우와 고려하지 않은 경우에 대한 교량의 응답이력을 비교하여 보았다. 지진파의 진행으로 인한 도달시간차는 고려하지 않고, 각 교각에 도달하는 지진파는 동일하다고 가정하여 해석을 수행하였으며, 충돌을 고려하지 않은 경우는 각 교각이 인접 거더의 영향 없이 독립적으로 운동을 한다고 가정한 경우이다. 그림 7은 충돌을 고려한 경우와 고려하지 않은 경우에 대한 교각 P3 상부변위의 시간이력을 나타낸 결과이며, 그림 8은 충돌을 고

려한 경우와 고려하지 않은 경우에 대한 교각 P2와 P3의 상대변위 시간이력을 나타낸 결과이다.

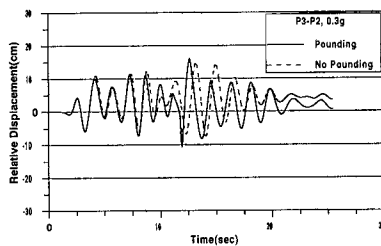
0.1g의 약한 지진하중이 가해진 경우에는 각 진동계의 운동 자체가 매우 미약하므로 충돌이 발생하지 않으며 두 시스템의 거동은 일치하게 된다(그림 7(a), 그림 8(a)). 지반가속도(0.2g, 0.3g)를 조금 증가시켜 지진하중을 적용한 경우에는 충돌이 발생하게 되나, 발생횟수가 많지 않으므로 충돌의 영향이 상대적으로 작게 된다. 따라서 두 시스템의 응답에는 큰 차이가 없는 것을 알 수 있다(그림 7(b),(c), 그림 8(b),(c)). 그러나 최대지반가속도가 증가함에 따라 충돌횟수가 증가하게 되고, 충돌의 영향으로 응답특성의 형태와 크기가 다르게 나타나게 되며, 그 차이도 커짐을 알 수 있다(그림



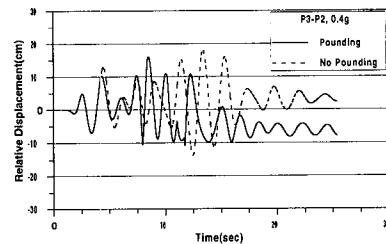
(a) 최대지반가속도가 0.1g인 경우



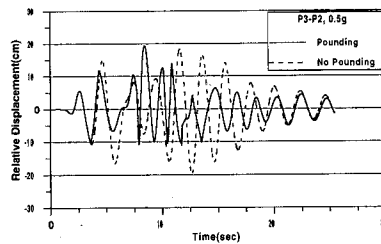
(b) 최대지반가속도가 0.2g인 경우



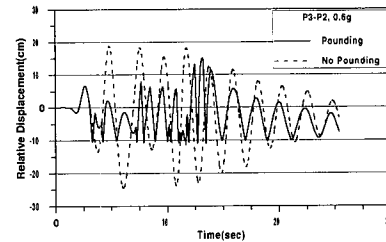
(c) 최대지반가속도가 0.3g인 경우



(d) 최대지반가속도가 0.4g인 경우

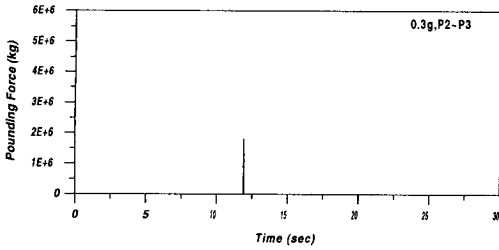


(e) 최대지반가속도가 0.5g인 경우

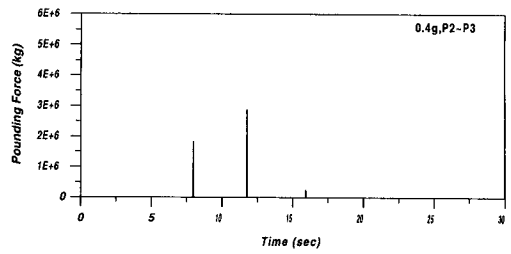


(f) 최대지반가속도가 0.6g인 경우

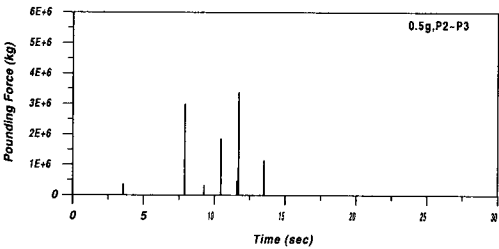
그림 8 충돌고려에 따른 교각 P2와 P3의 상대변위 응답이력



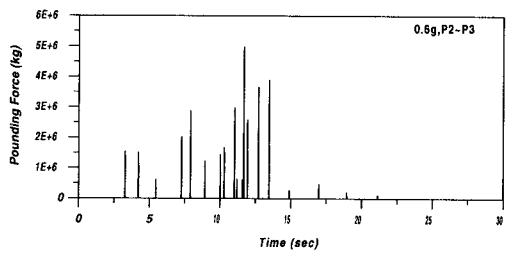
(a) 최대지반가속도가 0.3g인 경우



(b) 최대지반가속도가 0.4g인 경우



(c) 최대지반가속도가 0.5g인 경우



(d) 최대지반가속도가 0.6g인 경우

그림 9 교각 P2와 P3 사이에 작용하는 충돌력

7(d),(e),(f), 그림 8(d),(e),(f)). 충돌의 발생횟수가 많지 않은 최대지반가속도에서는 인접거더와의 충돌 효과로 인해 변위가 증가되기도 하지만(그림 7(c), 그림 8(c)), 충돌의 발생횟수가 많은 최대지반가속도에서는 인접거더와의 충돌로 인해 변위가 억제되어 대체적으로 변위가 줄어들음을 알 수 있다. 그러므로 충돌은 교량의 응답에 큰 영향을 미치게 됨을 알 수 있다. 또한 그림 8에서 알 수 있듯이 충돌을 고려하지 않은 경우(점선)에는 음(-)의 상대변위의 크기가 대상교량의 여유공간을 초과하여 인접한 두 거더가 겹쳐지는 현실적으로 불가능한 현상이 발생하나, 충돌을 고려한 경우(실선)는 이런 공간적 제한이 잘 반영되고 있음을 알 수 있다.

인접거더사이에 발생하는 충돌력을 알아보기 위해 시간에 따른 충돌력의 이력곡선을 구해 보았다(그림 9). 최대지반가속도가 증가할수록 충돌 발생횟수가 증가하는 것을 확인 할 수 있으며, 발생하는 충돌력도 증가하게 됨을 알 수 있다. 그러므로 최대지반가속도가 증가할수록 충돌의 영향도 커짐을 확인 할 수 있다. 또한 0.6g의 최대지반가속도의 경우 발생하는 충돌력의 크기가 크므로 충돌로 인한 손상을 예상할 수 있으며 여유공간을 증가시키거나

상대변위를 억제하는 등의 대책이 필요하다. 또한, 향후 이런 국부적인 손상을 고려하는 연구가 필요하다고 판단된다.

교량시스템을 구성하고 있는 교각의 높이가 다양하게 이루어져 있는 경우 전체적인 교각의 배치형태와 교각높이차로부터 오는 각 진동계의 자유진동수 차이가 거더간 충돌에 미치는 영향을 분석하였다. 대상교량의 교각배치를 표 1과 같이 5가지 경우로 분류하였다.

표 1 교각의 배치형태

CASE	P1	P2	P3	P4	P5
I	12 m	16 m	20 m	16 m	12 m
II	12 m	20 m	12 m	20 m	12 m
III	12 m	16 m	12 m	20 m	12 m
IV	20 m	12 m	20 m	12 m	20 m
V	12 m	16 m	12 m	16 m	12 m

※ 각 진동단위의 주기비:

$$16\text{ m 교각} / 12\text{ m 교각} = 1.19$$

$$20\text{ m 교각} / 12\text{ m 교각} = 1.39$$

$$20\text{ m 교각} / 16\text{ m 교각} = 1.17$$

각 배치형태에 대한 교각상부 상대변위의 최대값

은 표 2와 같다. 표에서의 값은 각 가속도별로 동일한 응답스펙트럼을 갖는 10개의 지진파에 대한 교각상부의 최대상대변위의 평균치를 나타낸다. 표 2의 결과로부터 충돌이 발생하지 않는 최대지반가속도 0.1g의 경우는 주기차이가 가장 큰 12 m와 20 m 교각사이에서 상대변위가 가장 크게 나타났으며, 충돌이 발생한 경우에는 교각의 배치형태에 따라 응답값의 차이가 많이 발생함을 알 수 있다. 또한 인접한 교각의 높이차가 동일한 경우(예, 12 m - 20 m 교각)의 상대변위도 전체적인 교각의 배치형태에 따라 응답값이 다르게 나타나는 것을 볼 수 있다.

따라서 실제 교량에 있어서 충돌이 발생한 이후의 거동특성은 충돌을 고려하지 않은 경우와 비교하여 볼 때, 변위의 크기뿐만 아니라 응답의 형태도 다르게 나타나며, 특히 높이가 다른 교각이 인접배치되는 경우에는 충돌로 인해 상대변위가 많이 달라질 수 있으므로 이를 고려하여 해석을 수행하여야 한다.

표 2 교각배치형태에 따른 상대변위의 최대값(단위 : cm)

CASE	교각	최대지반가속도					
		0.1g	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.6g
I	P1-P2	5.39	7.01	8.78	12.31	13.69	13.81
	P2-P3	7.46	9.86	12.95	14.88	18.91	13.92
	P3-P4	7.49	10.42	12.34	13.71	14.79	15.54
	P4-P5	5.41	7.18	7.66	7.80	11.78	13.40
II	P1-P2	7.64	11.24	13.18	17.47	17.25	15.29
	P2-P3	7.74	9.87	9.34	9.95	13.98	16.74
	P3-P4	7.64	10.07	10.20	8.75	12.26	12.68
	P4-P5	7.74	10.46	11.44	16.84	15.16	15.71
III	P1-P2	5.39	7.26	10.36	13.16	14.70	11.52
	P2-P3	5.41	6.90	6.64	7.29	11.23	14.02
	P3-P4	7.64	11.45	11.64	10.10	12.26	12.45
	P4-P5	7.74	10.44	11.63	14.76	17.17	15.80
IV	P1-P2	7.74	9.82	8.27	8.55	12.07	17.34
	P2-P3	7.64	10.40	11.33	12.26	13.11	14.50
	P3-P4	7.74	10.01	11.60	14.04	12.91	12.83
	P4-P5	7.64	9.06	8.16	6.41	10.04	13.28
V	P1-P2	5.39	7.26	11.36	15.11	15.72	13.77
	P2-P3	5.41	7.43	7.98	7.04	9.84	11.71
	P3-P4	5.39	7.25	7.85	8.09	9.57	11.47
	P4-P5	5.41	7.44	11.18	11.09	11.38	13.13

5. 결론

본 연구에서는 인접 거더사이에서 발생하는 충돌을 고려할 수 있는 다자유도 교량해석모형을 개발하여 다양한 최대지반가속도를 갖는 지진하중에 대한 교량의 동적 거동특성과 충돌효과를 분석하였다. 본 연구를 통하여 얻어진 결론은 다음과 같다.

1) 여러 진동계로 이루어진 구조계의 거동분석시 인접진동계간의 충돌을 고려하지 않을 경우 해석상에서 인접한 두 거더가 겹쳐지는 현상이 발생하게 되며, 따라서 이런 경우, 충돌은 반드시 고려하여야 할 거동이다. 본 연구에서 제안한 이상화된 교량시스템의 다자유도 해석모형은 인접 거더간의 충돌에 대한 영향을 고려하여 교량의 동적 거동특성을 분석함에 있어 적절한 것으로 밝혀졌다.

2) 거더간의 충돌이 발생하면, 교량의 거동은 충돌을 고려하지 않은 경우와 비교했을 때 응답의 크기뿐만 아니라 응답의 형태(시간이력)가 크게 달라지게 된다. 거더간의 충돌이 많이 발생하지 않는 약진의 경우에는 충돌을 고려하지 않은 경우와 고려한 경우의 변위차이가 크지 않으나, 충돌의 발생이 많아지는 중·강진의 경우에는 변위의 차이가 점차 커진다. 따라서 강한 지반운동을 받는 교량의 거동을 분석함에 있어서 거더간의 충돌을 고려한 동적 해석이 수행되어야 한다.

3) 충돌의 발생이 많지 않은 낮은 지반가속도를 갖는 지진하중에서는 충돌의 영향으로 변위가 증가되기도 하지만, 충돌의 발생이 많아지는 강한 지진하중에서는 거더사이의 충돌로 인해 변위가 억제되어 충돌을 고려하지 않은 경우보다 변위가 작아진다. 따라서 강진의 경우에는 충돌을 고려하지 않으면 상대변위가 과대평가 될 수 있으며, 강진이 아닌 경우에는 충돌을 고려하지 않은 때 상대변위가 과소평가될 수 있음을 밝혔다.

본 연구결과로부터 충돌이 교량거동에 미치는 영향은 강진은 물론 약진에서도 무시할 수 없다는 것을 밝혔으며, 강진시의 충돌의 영향은 매우 크므로 정확한 충돌의 영향을 밝히는 것은 매우 중요하다. 또한 충돌의 영향이 큰 경우에는 국부적으로 발

생활 수 있는 단부의 손상도 고려하여야 하며 이러한 거더간의 충돌로 인한 국부적인 손상을 고려하기 위한 연구도 수행할 계획이다.

감사의 글

본 연구는 서울대학교 지진공학연구센터를 통한 한국과학재단 우수연구센터 지원으로 수행되었음을 밝히며 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. Anagnostopoulos, S. A., "Earthquake Induced Pounding: State of the Art", *Tenth European Conference on Earthquake Engineering*, 1995, pp.897~905
2. Tanabe, T., Machida, A., Higai, T., and Matsumoto, N., General View of the Reasons for Seismic Damages for Bridge Piers and Columns of Elevated Bridges at Hyogoken-Nanbu earthquake, *Structural Engineering World Congress*, 1998, T153-4
3. 阪神高速道路管理技術センター, '震災から復旧まで', 1997
4. Jing, H. S. and Young, M., "Random Response of a Single-Degree-of-Freedom Vibro-Impact System with Clearance", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 19, 1990, pp.789~798
5. 김상효, 마호성, 함형진, 교량거동에 미치는 기초의 회전 및 병진운동의 영향, 한국전산구조공학회, 가을학술발표회 논문집, 1998. 10, pp.216~222
6. Anagnostopoulos, S. A., "Pounding of Buildings in Series during Earthquakes", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16, 1988, pp.443~456
7. Davis, R. O., "Pounding of Buildings Modelled by an Impact Oscillator", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16, 1988, pp.443~456
8. Maragakis, E. A., Thornton, G., Saiidi, M., and Siddharthan, R., "A Simple Non-Linear Model for the Investigation of the Effects of the Gap Closure at the Abutment Joints of Short Bridge", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 18, 1989, pp.1163~1178
9. Tsuchida, T., Goto, K., Ogatg, N., Kaneko, K., Miyamoto, Y., and Iwasaki, S., Seismic Retrofitting of Flexible Bridge Pier Considering Impact between Superstructure and Abutment, *Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering '98*, 1998
10. 건설교통부, 도로교표준시방서, 1966
11. Macrae, G. A., "P- Δ Effects on Single-Degree-of-Freedom Structures in Earthquakes", *Earthquake Spectra*, Vol. 10, No. 3, 1994, pp.539~568
12. Clough, R. W. and Johnston, S. B., Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, *Proceedings of Second Japan National Conference on Earthquake Engineering*, 1966, pp.227~232
13. Otani, S., Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis, *Proceedings of Eighth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 4-1, 1984, pp.551~558
14. 김상효, 마호성, 이상우, "교각 비선형거동 및 기초운동을 고려한 지진 시 낙교위험분석", 대한토목학회 논문집 (심의중), 1999
15. Ghavamian, S. and Mazars, J., From Thin to Large Reinforced Concrete Piers, Columns and Walls Modelling Concept Adapted to their Non-linear Response under Seismic Loading, *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 1284, 1996

(접수일자 : 1999. 6. 7)