

충돌을 고려한 지진하중을 받는 교량의 거동특성분석

Dynamic Behaviors of the Simply Supported Bridge System under Seismic Excitations Considering Pounding Effects

김상효* 마호성** 이상우*** 원정훈***
Kim, Sang-Hyo Mha, Ho-Seong Lee, Sang-Woo Won, Jeong-Hun

Abstract

The longitudinal dynamic behaviors of the bridge system consisting of multiple simply supported spans under seismic excitations are examined considering pounding effects. The pounding phenomena between adjacent girders, which may consequently result in the span collapses, are modeled by using the multi-degree-of-freedom system. The inelastic behavior of the RC pier is also considered by adopting the hysteresis loop model and the $P-\delta$ effect. Motions of the foundation and abutment are also considered, but the local damage resulting from the girder pounding assumed to be negligible. The developed model is found to give the appropriate information of the dynamic characteristics of the bridge behavior. It is observed that the pounding effect becomes significant as the peak acceleration of the seismic excitation increases. Under minor earthquakes, the pounding tends to increase the relative displacements, while under strong earthquakes, it tends to decrease the relative displacements by restricting the longitudinal girder motions. Therefore, it is suggested that the pounding effects should be considered in the analysis of the relative displacements of the longitudinally adjacent girder motions.

1. 서론

지진으로 인한 구조물 손상의 한 형태인 인접 구조물간의 충돌현상은 1971년의 San Fernando 지진, 1985년의 멕시코 지진, 1989년의 Loma Prieta 지진, 그리고 1995년의 Hyogo-ken Nanbu 지진 등에서 관측되었으며, 이로 인해 구조물간의 충돌에 대한 관심이 대두되기 시작하였다 (Anagnostopoulos, 1995 ; Tanabe et al, 1998). 특히, 지진하중을 받는 교량의 경우는 인접한 단위진동계의 위상차에 의해 발생하게 되는 거더간의 상대적 변위특성과 거더간의 불충분한 여유공간으로 인해 충돌이 발생하게 되며, 이로 인해 교량의 구조적 손상은 물론, 교축방향으로의 동적 거동에 변화를 유발하게 된다. 이와 같은 거더간 충돌을 피하기 위해서는 충분한 여유공간을 확보하여야 하나, 이는 차량의 주행성저하와 교각폭의 증가 또는 받침지지길이의 감소 등 부가적인 심각한 문제를 초래할 수 있으므로 충분한 여유공간의 확보를 통해 인접 거더간의 충돌을 방지하는 것은 현실적으로 매우 어려운 문제이다. 따라서 지진하중을 받는 다경간 단순형교의 거동을

* 연세대학교 교수, 정회원
** 연세대학교 Post-Doctoral
*** 연세대학교 박사과정

분석할 경우, 거더간 충돌은 충분히 발생가능한 현상으로 고려되어야 하며, 또한 교량의 교축방향으로의 거동에 영향을 미칠 수 있는 다양한 인자들에 의한 영향도 포함되어야 한다. 따라서 본 연구에서는 철근콘크리트 교각의 비선형성, 기초의 회전 및 병진운동을 고려한 기존의 해석모형(김상효 등, 1998)을 바탕으로 교대의 영향과 인접 거더간의 충돌을 고려할 수 있는 다자유도 교량해석모형을 개발하였으며, 이를 이용하여 다경간 단순형교량의 지진하중에 의한 교축방향으로의 응답특성을 분석하였다. 단, 해석시 거더간의 충돌로 인한 국부적인 손상은 무시하였다.

2. 지진하중

지진하중에 의한 교량의 동적거동을 분석하기 위해서 가장 우선적으로 결정되어야 하는 요소는 지진이력이다. 지진이력은 해당지역에서 발생가능한 지진강도에 대한 실제 계기지진기록을 이용하는 것이 가장 합리적이거나 우리나라의 경우는 예상되는 지진강도 및 그에 대한 신뢰할 만한 계기지진기록이 부족하므로 본 연구에서는 실제지진과 유사하게 모의 발생된 인공지진이력을 사용하였다.

인공지진이력은 확률론적 방법에 의해 스펙트럼 밀도함수로부터 얻어진 진폭과 주기가 다양한 정현함수를 중첩하여 이루어진 정상과정과 지진파 형태를 지배하는 포락함수의 곱으로서 시간함수로 표현할 수 있다(Scanlan et al, 1974). 본 연구에서는 지진파형의 포락함수로 복합형 포락함수를 가정하였다(김상효 등, 1998). 최종적인 인공지진이력은 위와 같은 절차를 통하여 발생된 인공지진이력의 응답스펙트럼을 현행 도로교표준시방서에서 규정하고 있는 설계응답스펙트럼과 비교·보정하는 반복과정을 통하여 결정하였다. 그림 1은 감쇠비 5%에 대한 인공지진이력의 응답스펙트럼과 설계응답스펙트럼을 비교한 결과로 상당히 잘 일치하는 것으로 나타났으며, 이와 같은 결과로부터 얻어진 최종 인공지진이력은 그림 2에 나타내었다.

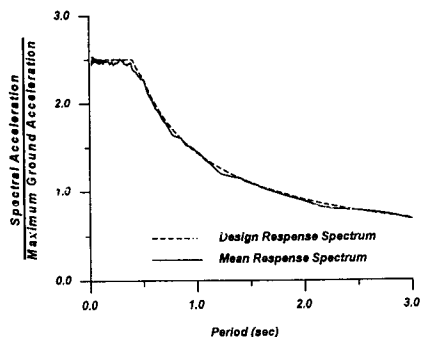


그림 1. 인공지진이력의 응답스펙트럼

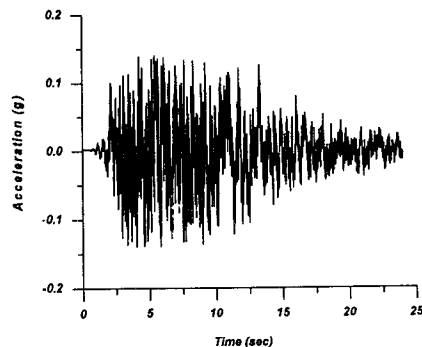


그림 2. 인공지진이력

3. 거더간의 충돌

구조물, 특히 교량에서의 충돌은 일반적으로 인접한 두 진동계의 고유주기차나 각각의 진동계에 작용하는 지진파의 도달시간차 등으로 인하여 발생하게 되는 진동계사이의 상대변위가 두 진동계사이의 여유공간을 초과할 경우에 발생하게 된다. 지진하중을 받는 구조물의 거동특성 분석시 인접한 단순진동계사이의 충돌을 고려하기 위한 방법은 일반적으로 스프링과 감쇠장치를 가지는 충돌요소(impact element)를 적용하는 방법과 소성충격에 대한 복귀계수(coefficient of restitution)를

이용한 충돌법칙을 적용하는 방법이 있다. 충돌요소를 구성하는 스프링강성과 감쇠값에 대한 적절한 값이 결정된다면, 전자의 방법이 일반적으로 실제문제에 적용하기 편리하며 보다 정확한 근사해를 제공하는 것으로 알려져 있다(Anagnostopoulos, 1995). 따라서 본 연구에서는 그림 3에 나타난 바와 같이 두 진동계사이에 선형스프링과 감쇠장치를 갖는 충돌요소를 이용하여 충돌을 모형화하였다. 충돌요소를 구성하는 선형스프링과 감쇠장치는 인접한 두 진동계사이의 여유공간이 상에서만 작용하므로 충돌이 발생하게 되는 조건은 아래의 식 (1)과 같이 정의할 수 있다.

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

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.

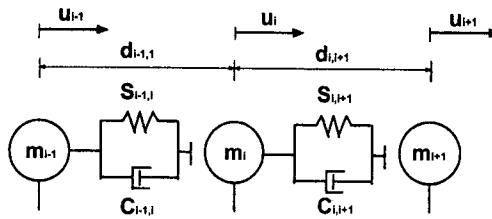


그림 3. 스프링과 감쇠장치를 가진 충돌요소

그림 3에서 $S_{i,i+1}$ 와 $C_{i,i+1}$ 는 질량 m_i 와 m_{i+1} 이 충돌할 때 작용하는 스프링강성과 감쇠상수로 많은 불확실성을 내포하고 있다. 일반적으로 충돌요소의 강성은 충돌지점에서의 국부적인 구조적 강성으로 매우 크며, 충돌요소강성의 불확실성은 충돌면의 형상, 충돌하중상태하의 재료물성, 충돌속도의 변화 등 많은 요소들로부터 기인한다. 기존의 충돌요소의 강성변화에 따른 민감도분석을 살펴보면, 시스템의 응답변위는 충돌요소의 강성변화에 크게 영향을 받지 않는 것으로 밝혀졌다(Anagnostopoulos, 1988 ; Davis, 1988).

충돌시의 에너지 소산 정도를 결정하는 감쇠상수는 두 질량체가 임의의 속도로 충돌할 경우 충돌동안의 에너지 손실을 고려하여 식 (2)와 같이 표현될 수 있다(Anagnostopoulos, 1988).

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

여기서, ξ_i 는 감쇠비로 본 연구에서는 5%로 가정하였다.

4. 대상 교량시스템과 운동방정식

본 연구에서 대상으로 하는 교량은 그림 4에 나타난 바와 같이 지간 35 m의 5경간 단순 강관형 교로 총 5개의 교각(P1~P5)과 2개의 얹힘형태의 교대(A1, A2)를 가지고 있다. 대상교각의 기초 형식은 비교적 지반조건이 양호한 경우에 사용되는 직접기초이며, 교각형식은 π 형의 원형교각으로 교각높이는 각 12 m(P1,P5), 16 m(P2,P4), 20 m(P3)이다. 그림 5는 이와 같은 대상교량을 거더

간의 충돌과 교대와 상부거더간의 충돌을 고려하여 단순화한 해석모형이다. 여기서, m_1, \dots, m_5 은 상부구조의 질량, m_6, \dots, m_{10} 은 기초의 질량, 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 병진 강성과 감쇠, K_{11}, \dots, K_{15} 과 C_{11}, \dots, C_{15} 은 각각 기초의 회전강성과 감쇠를 나타낸다. 또한 l 은 기둥의 높이이고, u_1, \dots, u_5 는 상부구조의 변위이다.

대상교량은 상부구조의 교축방향변위와 기초의 수평 및 회전변위를 갖는 3자유도 단위진동계 5개로 구성된 15자유도를 갖는 교량시스템으로 모형화하였다.

교대 - 토체시스템은 등가의 선형스프링을 갖는 것으로 가정하여 왼쪽 교대의 수평강성은 K_{A1} 으로, 오른쪽 교대의 경우는 그림 5에서 보는 바와 같이 끝단 스프링(S_{end})으로 고려하였다. 교대와 상부거더사이의 여유공간을 갖으며, 지진하중에 의한 교대와 인접 진동계사이의 상대변위가 여유공간을 초과하게 되면 교대의 수평강성이 작용하는 것으로 모형화하였다. 또한 기초는 지반조건에 따른 영향을 고려하기 위하여 수평과 회전강성을 갖는 선형스프링과 감쇠장치를 갖는 것으로 모형화하였다. 여기서, 교대의 수평강성과 기초의 수평 및 회전방향으로의 강성은 도로교표준시방서의 내진설계편(1996)에서 규정하고 있는 방법을 이용하여 결정하였다.

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 탄성강성(K_0)을 $P-\delta$ 효과를 고려한 경우의 탄성강성(K_p)으로 대체함으로써 고려될 수 있다.

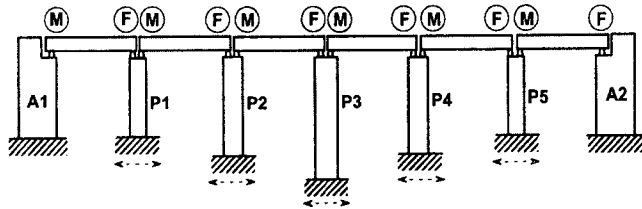


그림 4. 대상교량

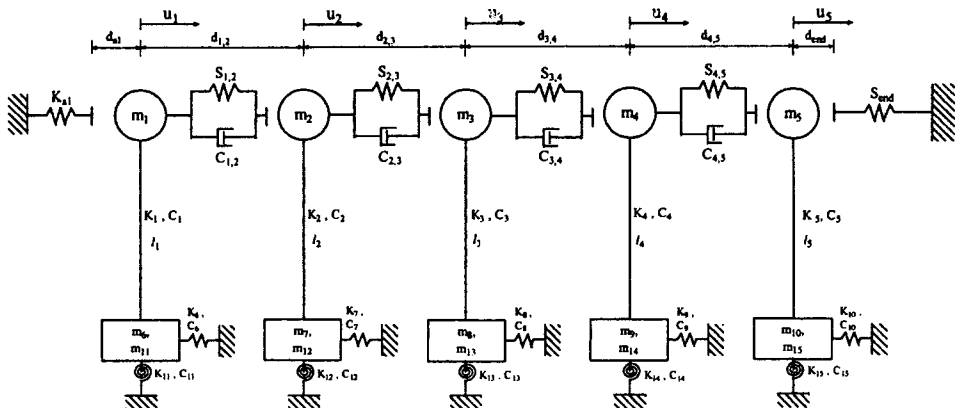


그림 5. 단순화한 교량해석모형

히스테리시스모형은 간단하면서도 실제 철근콘크리트 부재의 거동을 보다 정확히 예측하기 위하여 Clough 모형을 근간으로 하중제거시의 강성저하와 하중역전시의 강성저하를 고려한 모형을 사용하였다(Clough et al, 1966 ; Otani, 1984). 해석에 적용된 히스테리시스모형은 그림 6과 같으며, 히스테리시스모형의 변수는 대상교각의 하중 - 변위 곡선으로부터 구하였다(김상호 등, 1999).

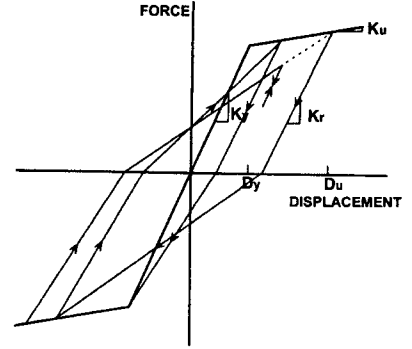


그림 6. 히스테리시스모형

따라서 앞서 언급한 인접구조물간의 충돌효과, 교각의 비선형거동, 그리고 기초운동을 고려할 수 있는 교량시스템(그림 5)의 지배운동방정식은 Lagrange 방정식을 이용하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$m_i \ddot{u}_i + C_i(\dot{u}_i - \dot{u}_{n+i} - l_i \dot{u}_{2n+i}) + R_i - \frac{m_i g}{l_i}(u_i - u_{n+i} - l_i u_{2n+i}) - F_{i-1,i} + F_{i,i+1} = -m_i \ddot{u}_{gi}(t) \quad (4)$$

$$m_{n+i} \ddot{u}_{n+i} + C_{n+i}(\dot{u}_{n+i} - \dot{u}_{n+i} + K_{n+i} u_{n+i}) - C_i(\dot{u}_i - \dot{u}_{n+i} - l_i \dot{u}_{2n+i}) - R_i + \frac{m_i g}{l_i}(u_i - u_{n+i} - l_i u_{2n+i}) = -m_{n+i} \ddot{u}_{gi}(t) \quad (5)$$

$$m_{2n+i} \ddot{u}_{2n+i} + C_{2n+i}(\dot{u}_{2n+i} - \dot{u}_{2n+i} + K_{2n+i} u_{2n+i}) - C_i l_i(\dot{u}_i - \dot{u}_{n+i} - l_i \dot{u}_{2n+i}) - l_i R_i + m_i g(u_i - u_{n+i} - l_i u_{2n+i}) = 0 \quad (6)$$

($i = 1, 2, 3, 4, 5, n = 5$)

여기서, u_{n+1}, \dots, u_{n+n} 은 기초의 병진변위, $u_{2n+1}, \dots, u_{2n+n}$ 은 기초의 회전변위를 나타내고, u_{gi} 는 i 번째 진동계의 지반 변위를 나타낸다. R_i 는 $u_i - u_{n+i} - l_i u_{2n+i}$ 를 변위 항으로 하여 히스테리시스모형으로 표현되는 복원력 함수이다. 또한 충돌력 $F_{i,i+1}$ 는 다음과 같다.

$$\begin{cases} F_{0,1} = 0 & \text{for } -u_1 - d_{a1} \leq 0 \\ F_{0,1} = K_{a1}(-u_1 - d_{a1}) & \text{for } -u_1 - d_{a1} > 0 \\ F_{i,i+1} = 0 & \text{for } \delta_i \leq 0 \\ F_{i,i+1} = S_{i,i+1} \delta_i + C_{i,i+1} \dot{\delta}_i & \text{for } \delta_i > 0 \\ F_{5,6} = 0 & \text{for } u_5 - d_{end} \leq 0 \\ F_{5,6} = S_{end}(u_5 - d_{end}) & \text{for } u_5 - d_{end} > 0 \end{cases} \quad (7)$$

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

5. 결과분석

지진하중으로 인한 교량거동에 인접한 거더간의 충돌이 미치는 영향을 살펴보면, 앞서 언급한 바와 같이 충돌요소의 순간적인 강성은 매우 크며, 많은 불확실성을 내포하고 있으므로 충돌지점에서의 국부적인 강성을 정확하게 평가하는 것은 매우 어렵다. 따라서 충돌요소의 강성을 결정하기 위하여 대상교각의 항복강성을 기준으로 항복강성의 변화에 따른 교축방향의 응답특성을 비교하여 보았다. 여기서, 충돌요소의 강성은 각각 교각 항복강성의 1배, 10배, 100배, 그리고 1000배로 가정하였다. 또한 그림 5에서 볼 수 있는 바와 같이 인접한 거더간의 여유공간은 모두 10 cm

로 가정하였다. 그림 7은 최대지반가속도가 0.6g인 지진하중 작용시 여러 항복강성에 대한 교각 P2와 P3의 상대변위($u_3 - u_2$)를 나타낸 것이다.

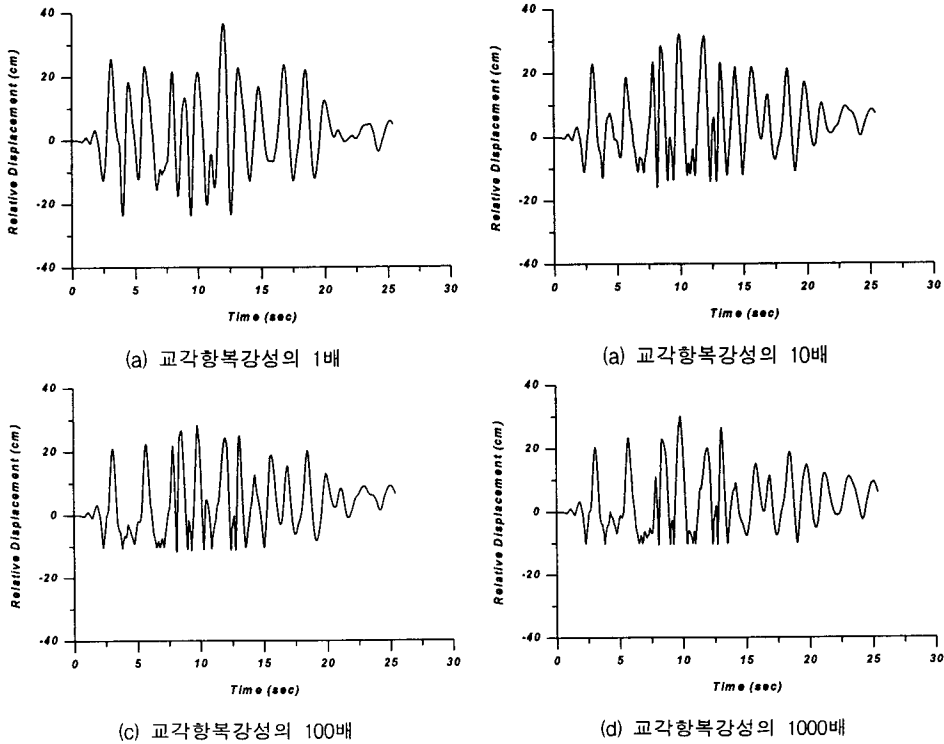
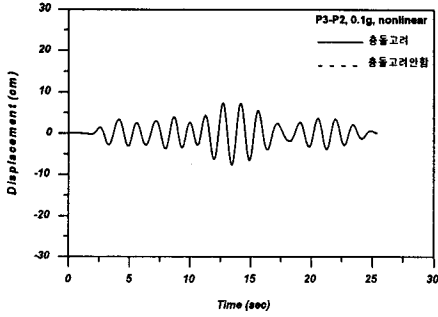


그림 7. 충돌요소의 강성변화에 따른 응답이력

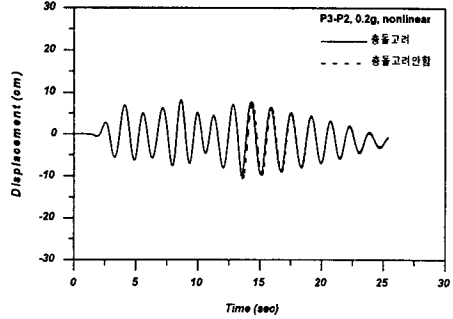
그림에서 볼 수 있듯이 충돌요소의 강성값에 따라 응답특성이 다르게 나타남을 알 수 있다. 여기서, 상대변위의 (-)값의 절대값이 대상교량의 여유공간을 초과하는 경우는 인접한 두 거더가 겹치게 되는 경우이므로 현실적으로 불가능한 경우이다. 그러므로 충돌요소의 강성값은 지진하중이 작용하는 동안 상대변위의 (-)값의 절대값이 여유공간을 초과하지 않는 범위내에서 거동하도록 유지할 수 있는 강성값이 적당할 것으로 판단된다. 또한 그림 7의 결과를 살펴보면, 충돌요소의 강성값이 교각 항복강성의 100배와 1000배일 경우에는 응답특성이 상당히 유사한 것으로 나타났다. 이로부터 충돌요소의 강성이 어떤 한계값 이상일 경우, 충돌강성값의 크기는 전체적인 응답특성에 크게 영향을 미치지 않음을 알 수 있다. 따라서 본 연구에서는 교각 항복강성의 100배를 충돌요소의 강성값으로 사용하였다. 위의 결과로부터 알 수 있듯이 이러한 충돌요소의 강성은 많은 불확실성을 포함하고 있으며, 정확한 값의 규정이나 평가방법 등이 불명확하므로 강성변화에 따른 응답특성의 분석을 통하여 결정되어야 할 것으로 판단된다.

이와 같이 결정된 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 분석 위하여 충돌을 고려한 경우와 고려하지 않은 경우에 대한 교량의 응답이력을 비교하여 보았다. 그림 8은 충돌을 고려한 경우와 고려하지 않은 경우에 대한 교각 P2와 P3의 상대변위 시간이력을 나타낸 결과이다.

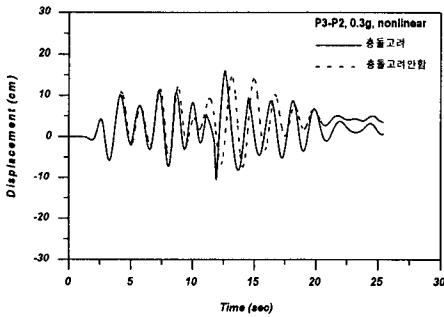
그림 8의 결과를 살펴보면, 상대변위의 (-)값의 절대값이 여유공간보다 작은 경우에는 충돌이 발생하지 않으므로 응답특성이 동일하게 나타난다. 그러나 최대지반가속도가 증가함에 따라 최초 충돌이 발생하는 시점이 빨라짐에 따라 지진하중이 작용하는 동안에 충돌회수가 증가할 뿐만 아니라 응답특성도 매우 다르게 나타남을 알 수 있다.



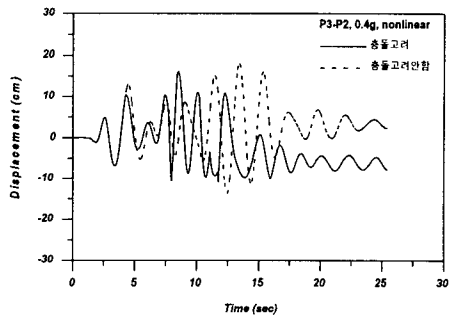
(a) 최대지반가속도가 0.1g인 경우



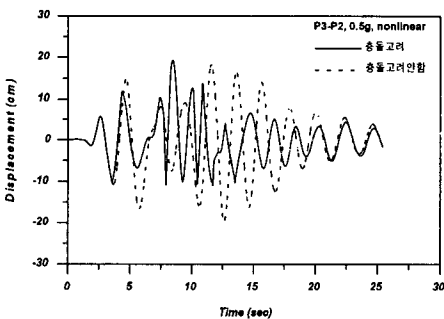
(b) 최대지반가속도가 0.2g인 경우



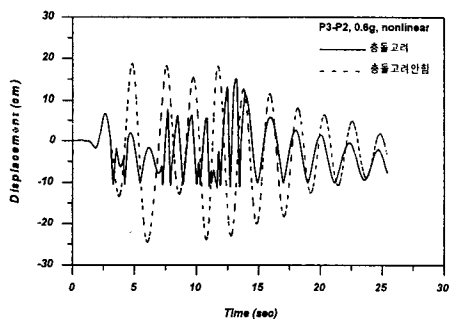
(c) 최대지반가속도가 0.3g인 경우



(d) 최대지반가속도가 0.4g인 경우



(e) 최대지반가속도가 0.5g인 경우



(f) 최대지반가속도가 0.6g인 경우

그림 8. 충돌고려에 따른 응답이력

6. 결론

본 연구에서는 인접 거더사이에서 발생하는 충돌을 고려할 수 있는 다자유도 교량해석모형을 개발하여 다양한 최대지반가속도를 갖는 지진하중에 대한 교량의 동적 응답특성과 충돌효과를 분

석하였다. 본 연구를 통하여 얻어진 결론은 다음과 같다.

- 1) 지진하중에 의한 인접 거더간의 충돌효과는 단순화한 다자유도 해석모형을 이용하여 고려할 수 있었으며, 제안된 해석모형은 충돌의 영향을 포함한 교량시스템의 동적거동을 잘 나타내는 것으로 분석되었다.
- 2) 거더간의 충돌을 고려한 교량의 동적응답은 충돌을 고려하지 않은 경우와 비교해 볼 때 응답의 크기뿐만 아니라 형태도 크게 다르게 나타나는 것으로 분석되었다. 최대지반가속도가 증가함에 따라 거더간의 충돌발생시점 및 회수가 증가하게 되므로 이러한 응답특성의 차이는 현저한 것으로 나타났다. 따라서 강한 지반운동을 받는 교량의 동적거동을 분석함에 있어서 거더간의 충돌은 반드시 고려되어야 할 것으로 판단된다.
- 3) 충돌의 발생횟수가 많지 않은 낮은 최대지반가속도를 갖는 지진하중에서는 충돌로 인한 교각상부의 절대변위와 교각사이의 상대변위가 증가되기도 하지만, 충돌의 발생횟수가 많아지는 강한 지진하중에서는 거더사이의 충돌로 인해 변위가 억제되므로 절대변위와 상대변위가 충돌을 고려하지 않은 경우보다 작아진다. 따라서 충돌로 인한 거더의 손상은 커지지만, 지나친 상대변위로 인한 낙교 가능성은 줄어든다고 판단된다.

7. 참고문헌

1. Anagnostopoulos, S. A.(1995), "Earthquake Induced Pounding: State of the Art", Tenth European Conference on Earthquake Engineering, pp. 897~905.
2. Anagnostopoulos, S. A.(1988), "Pounding of Buildings in Series during Earthquakes", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16, 1988, pp. 443~456.
3. Clough, R. W. and Johnston, S. B.(1966), "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements", Proceedings of Second Japan National Conference on Earthquake Engineering, 1966, pp. 227~232.
4. Davis, R. O.(1988), "Pounding of Buildings Modelled by an Impact Oscillator", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16, 1988, pp. 443~456.
5. Otani, S.(1984), "Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis", Proceedings of Eighth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 4-1, 1984, pp. 551~558.
6. Scanlan, R. H. and Sachs, K.(1974), "Earthquake Time Histories and Response Spectra", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 100, pp. 635~655.
7. 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.
8. 건설교통부(1996), "도로교표준시방서".
9. 김상효, 마호성, 이상우(1999), "교각 비선형거동 및 기초운동을 고려한 지진시 낙교위험분석", 대한토목학회 논문집 (제출중).
10. 김상효, 마호성, 함형진(1998), "교량거동에 미치는 기초의 회전 및 병진운동의 영향", 한국전산구조공학회, 가을학술발표회 논문집, pp. 216~222.