

충돌 및 가동단 마찰을 고려한 지진하중을 받는 교량의 거동분석

Effects of Pounding and Friction upon Bridge Motions under Seismic Excitations

김 상 효* 마 호 성** 김 성 진*** 이 상 우****
Kim, Sang-Hyo Mha, Ho-Seong Kim, Sung-Jin Lee, Sang-Woo

ABSTRACT

Effects of pounding and friction between oscillators upon global response behaviors of a bridge system under seismic excitations are examined in this study. For convenience, an idealized mechanical model is proposed, which still retains the dynamic characteristics of bridge motions using multiple oscillators. Each oscillator is consisting of four degrees-of-freedom to implement the pounding between the adjacent oscillators and friction at movable supports. The impact element and bi-linear model are utilized for pounding and friction respectively. Also the effects of abutments are investigated by adding the addition oscillators consisting of two degrees-of-freedom. The effects of pounding and frictions are determined using the proposed model, and the effect of the abutment is also verified. It is found that both pounding and friction affect the bridge responses significantly while the first pounding occurs between the abutment and the nearby oscillator.

1. 서 론

일반적으로 다경간 단순형 교량시스템은 여러 진동계로서 표현될 수 있으며, 지진하중시 복잡한 거동을 보이게 된다. 지진하중에 의한 교량시스템의 전체적인 거동특성은 지진하중의 특성 및 각 진동계에 도달되는 시간차, 구조물 자체의 거동특성에 영향을 미치는 많은 요소들, 그리고 각 진동계사이의 상호작용 등에 의하여 결정된다. 특히 인접 진동계간의 충돌과 가동단의 마찰에 의한 에너지 소산효과는 교량거동에 커다란 영향을 미치는 요소 중 하나이다. 인접 진동계간의 충돌 및 마찰을 고려한 해석모형의 개발 및 이를 이용한 영향분석에 대한 연구가 많이 이루어지고 있다^[1,2].

충돌현상은 교량구조물과 같이 다양한 고유주기를 갖는 여러 진동계로 구성된 시스템이나 상대적으로 구조물들이 밀집된 대도시의 인접한 고층 건물들 사이에서 많이 발생된다^[3]. 특히 다경간으로 이루어지는 교량시스템에서의 충돌은 각 진동계들의 진동특성을 변화시키며, 이로 인한 인접 진동계간의 상대변위는 고려되는 진동계의 위상차에 의해 영향을 받는다. 이러한 충돌현상은 교량의 교축방향거동에 영향을 미치게 되며 국부적인 단부손상뿐만 아니라 교량의 전체적인 붕괴를

* 연세대학교 사회환경건축공학부 교수, 정회원
** 호서대학교 토목공학과 전임강사, 정회원
*** (주) 신성엔지니어링 사원
**** 연세대학교 토목공학과 박사과정

야기하는 낙교의 주요한 원인이 될 수 있다^[4]. 그러므로 다경간 단순형 교량의 거동분석시 인접 진동계간의 충돌현상은 반드시 고려되어야 한다. 가동단 마찰은 지진하중에 의해 발생하는 에너지를 소산시킴으로서 인접 진동계간의 상대변위를 억제하는 역할을 하게 된다^[5]. 그러나 일반적으로 지진하중에 의한 교량의 거동해석시 이러한 가동단의 마찰을 무시하고 상부구조와 고정단으로 구성되는 설계진동단위를 해석대상으로 사용하기 때문에 인접 진동계간의 상대변위를 평가하는데 있어서 상당히 보수적인 결과를 가져올 가능성이 높다. 그러므로 지진하중에 의한 교량시스템의 거동특성을 보다 합리적이고, 효율적인 평가를 위해서는 가동단의 마찰도 고려하여야 한다. 또한 교량의 양단에 위치하는 교대는 교량시스템을 구성하는 교대이외의 진동계와는 다른 진동구조를 이루고 있으므로 진동계간의 고유주기차에 의한 교량의 전체적 거동에 많은 영향을 미칠 수 있다. 그러나 교량거동해석시 많은 경우 교대부의 영향을 고려하지 않고 있다^[1]. 충돌의 발생원인은 진동계간의 동적특성의 차이에서 비롯되며, 유사한 진동구조로 이루어진 교량시스템에서 가장 큰 고유주기차는 교대와 인접한 교각진동계사이에서 발생하게 된다. 그러므로 전체적인 교량의 거동특성을 분석하기 위해서는 모든 구성요소의 영향을 고려할 수 있는 해석모형의 개발이 요구된다.

본 연구에서는 이러한 인접 진동계간의 충돌 및 가동단의 마찰, 그리고 교대-뒷채움재의 거동을 포함한 모든 구성요소의 영향을 고려할 수 있는 단순화한 다자유도 교량해석모형을 개발하고 이를 이용하여 다양한 최대지반가속도를 갖는 지진하중에 대한 교량시스템의 응답특성을 분석하고자 한다.

2. 교량시스템의 모형화

본 연구에서는 인접 진동계간의 충돌현상 및 가동단의 마찰에 의한 에너지 소산효과를 분석하기 위해서 그림 1에서 보여지는 것과 같이 지간장 35m의 3경간 단순 강판형교를 대상으로 하였다. 교각형식은 π 형의 원형교각으로 교각높이는 동일하게 12m를 적용하였다. 교각의 기초형식은 비교적 지반조건이 양호한 경우에 사용되는 직접기초를 이용하였으며, 교대는 앉힘형태의 교대를 적용하였다. 또한 본 연구에서는 지진하중에 의한 대상교량의 교축방향 거동특성만을 고려하기 위해서 대상교량을 4개의 단위진동계로 구분하였다(그림 1).

지진하중을 받는 교량시스템의 거동을 보다 효율적으로 분석하기 위하여 본 연구에서는 철근콘크리트 교각의 비선형성, 지반조건에 따른 기초의 운동, 교대-뒷채움재의 상호작용, 인접 진동계간의 충돌, 그리고 가동단의 마찰 등을 고려할 수 있도록 대상교량을 그림 2와 같이 이상화하였다. 여기서, 교각진동계(P1, P2)는 인접 진동계간의 충돌과 마찰효과를 고려하기 위하여 4자유도, 즉 상부구조의 교축방향변위, 교각상부에서의 변위, 기초의 수평변위, 그리고 회전변위를 갖는 것으로 고려하였으며, 교대진동계(A1, A2)는 교대-뒷채움재의 영향을 고려하기 위하여 2자유도, 즉 교대의 수평 및 회전변위를 갖는 것으로 모형화하였다. 전체적인 교량시스템은 총 12자유도를 갖도록 모형화하였다.

그림 2에서 m_1, m_5, m_9 는 상부구조의 질량, m_2, m_6 은 교각의 질량, m_3, m_7 은 기초의 질량, $m_4,$

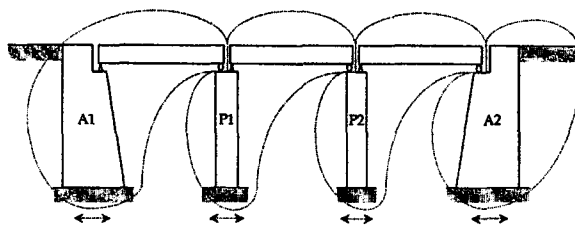


그림 1. 대상교량

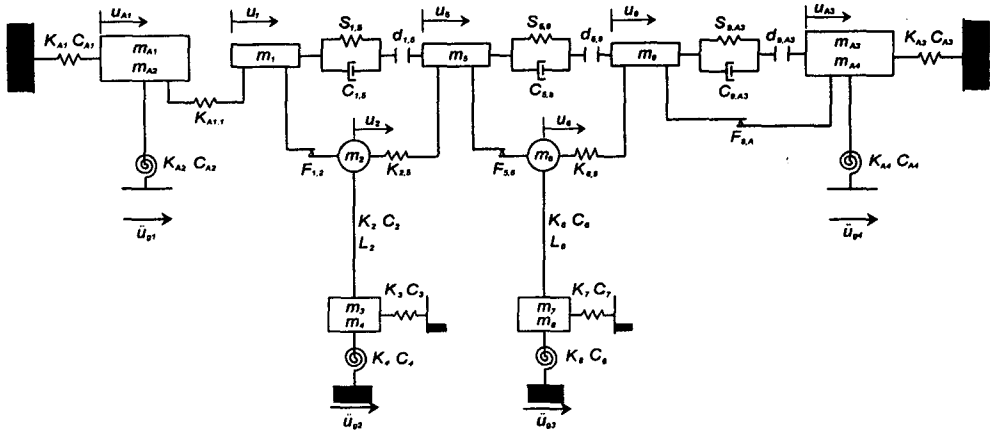


그림 2. 이상화된 교량해석모형

m_8 은 기초의 회전관성질량, m_{A1} , m_{A3} 은 교대의 질량, 그리고 m_{A2} , m_{A4} 는 교대의 회전관성질량이다. K_2 , K_6 과 C_2 , C_6 은 교각의 강성과 감쇠를, K_3 , K_7 과 C_3 , C_7 은 기초의 병진강성과 감쇠를, K_4 , K_8 과 C_4 , C_8 은 기초의 회전강성과 감쇠를, K_{A1} , K_{A3} 과 C_{A1} , C_{A3} 은 교대의 병진강성과 감쇠를, 그리고 K_{A2} , K_{A4} 와 C_{A2} , C_{A4} 는 교대의 회전강성과 감쇠를 각각 나타낸다. $K_{A1,1}$, $K_{2,5}$, $K_{6,9}$ 는 각 진동계의 고정단의 강성, $F_{1,2}$, $F_{5,6}$, $F_{9,A}$ 는 가동단에 작용되는 마찰력, 그리고 $S_{1,5}$, $S_{5,9}$, $S_{9,A3}$ 과 $C_{1,5}$, $C_{5,9}$, $C_{9,A3}$ 은 충돌요소의 강성과 감쇠이다. u_i 는 각 진동계에 존재하는 자유도에서의 지반변위에 대한 상대변위이며, \ddot{u}_g 는 지반가속도이다.

3. 구조요소의 모형화

3.1 교각의 비선형성, 교각과 교대의 운동

구조물, 특히 교각과 같은 철근콘크리트 구조물에 지진하중과 같이 큰 하중이 반복적으로 작용하게 되면 응답변위의 증가에 따라 구조물은 비선형거동을 하게 된다. 본 연구에서는 작용되는 하중과 구성재료의 특성에 따라 발생하는 철근콘크리트 교각의 비선형거동을 반영하기 위해서 재료적 비선형성을 고려할 수 있는 히스테리시스모형과 기하학적 비선형성을 나타내는 $P-\Delta$ 효과를 적용하였다. 철근콘크리트 교각의 히스테리시스모형은 교각단면에 대해 각 재료의 구성방정식을 적용하여 해석적으로 모멘트-곡률 곡선과 하중-변위 곡선을 구하고, 하중-변위 곡선으로부터 히스테리시스모형의 변수들을 구함으로써 결정할 수 있다^[6]. 본 연구에서 적용한 히스테리시스모형은 그림 3에서 보이는 것과 같이 2구간 선형모형(bilinear)이다. 그림 3에서 F_y , F_u 는 교각의 항복하중과 극한하중을, D_y , D_u 는 항복변위와 극한변위를, 그리고 K_y , K_u , K_r 은 초기탄성강성, 항복후 강성, 하중감소시 강성을 각각 나타낸다. 또한 $P-\Delta$ 효과는 일반적인 운동방정식에서 고려되는 탄성강성을 $P-\Delta$ 효과를 고려한 경우의 탄성강성으로 대체함으로써 간단하게 고려될 수 있다^[7]. 또한 대상 교각의 직경에 대한 높이비가 7~9정도이므로, 교각상부변위에 미치는 전단변형률의 영향은 휨 변형률에 의한 영향에 비해 작기 때문에 휨 거동에 의한 변위가 지배적이므로 본 연구에서는 휨에 의한 변위만을 고려하였다^[8].

기초-지반 시스템과 교대-뒷채움재 시스템은 지반조건에 따른 거동특성을 고려하기 위해서 그림 4와 같이 수평과 회전강성을 갖는 선형-탄성스프링과 감쇠장치를 갖는 것으로 모형화하였다. 여기서, 교대와 기초의 수평 및 회전방향으로의 강성은 도로교표준시방서의 내진설계편(1996)에서 규정하고 있는 방법을 이용하여 결정하였다^[9].

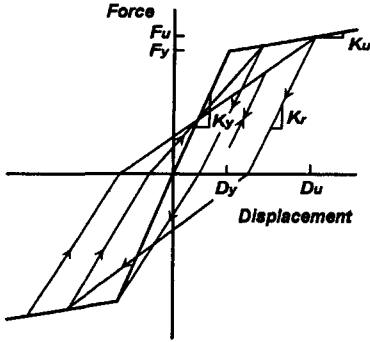


그림 3. 교각의 히스테리시스모형

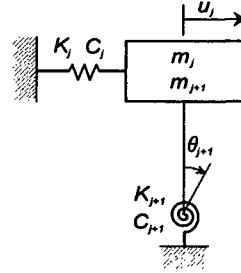


그림 4. 기초와 교대의 해석모형

3.2 인접 진동계사이의 충돌

교량시스템은 일반적으로 다양한 주기를 갖는 여러 진동계로 구성되기 때문에 교량시스템에서의 충돌현상은 인접한 두 진동계사이의 고유주기차나 각각의 진동계에 작용하는 지진파의 도달시간차 등으로 인하여 발생하게 된다. 실제문제에서 이러한 충돌현상을 고려하기 위한 가장 편리한 방법은 선형-탄성 스프링과 감쇠장치를 갖는 충돌요소를 적용하는 방법으로 충돌요소를 구성하는 스프링의 강성과 감쇠상수에 대한 효과적인 값을 결정할 수 있다면 충돌을 고려한 교량시스템의 거동에 대한 정확한 근사해를 얻을 수 있는 것으로 알려져 있다^[3]. 본 연구에서는 그림 5에 나타난 것과 같은 충돌요소를 이용하여 인접 진동계간의 충돌을 모형화하였다. 본 연구에서는 그림 1에 나타난 바와 같이 두 진동계사이에 스프링과 감쇠장치를 갖는 충돌요소를 이용하여 충돌을 모형화하였다. 여기서, 충돌요소의 스프링강성과 감쇠장치는 두 진동계사이의 여유공간, $d_{i,i+4}$ 를 초과하는 경우에만 작용하는 것으로 고려하였다. 따라서 충돌의 발생조건은 그림 5로부터 다음과 같이 정의될 수 있다.

$$\delta_i = u_i - u_{i+4} - d_{i,i+4} \geq 0 \quad (1)$$

여기서, u_i, u_{i+4} 는 각각 질량 m_i 와 m_{i+4} 의 지반변위에 대한 상대변위를 나타낸다. 또한 두 질량체 m_i 와 m_{i+4} 사이에서 작용하는 충돌력은 다음과 같이 정의된다.

$$\begin{cases} F_{i,i+4} = 0 & \text{for } \delta_i \leq 0 \\ F_{i,i+4} = S_{i,i+4}\delta_i + C_{i,i+4}\dot{\delta}_i & \text{for } \delta_i > 0 \end{cases} \quad (2)$$

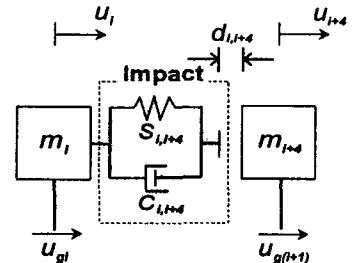


그림 5. 충돌요소의 모형화

여기서, $S_{i,i+4}$ 와 $C_{i,i+4}$ 는 두 질량체 m_i 와 m_{i+4} 가 충돌할 때 작용하는 스프링의 강성과 감쇠상수로 많은 불확실성을 내포하고 있다. 일반적으로 충돌요소의 강성은 매우 크며, 충돌지점에서의 국부적인 구조적 강성을 나타내는데, 강성의 불확실성은 충돌면의 알 수 없는 형상, 충돌상태에서의 재료물성의 불확실성, 충돌속도의 변화 등 많은 요소들로부터 기인한다. 충돌시의 에너지 소산 정도를 결정하는 감쇠상수는 충돌하는 두 질량체의 감쇠비(ξ_i), 충돌요소의 강성, 그리고 질량 등을 이용하여 아래의 식 (3)과 같이 구할 수 있다^[3].

$$C_{i,i+4} = 2\xi_i \sqrt{S_{i,i+4} \frac{m_i m_{i+4}}{m_i + m_{i+4}}} \quad (3)$$

3.3 가동단의 마찰

지진하중을 받는 다경간 단순형 교량의 거동해석은 가동단의 마찰을 무시하고 상부구조와 고정단의 하부구조를 설계진동단위로 하여 간편하게 수행될 수 있다. 그러나 이와 같은 간편법에 의한 결과는 활동방향과 반대방향으로 작용하는 가동단의 마찰로 인한 에너지 소산효과를 무시하기 때문에, 상부구조의 관성력 전부가 고정단의 하부구조에 집중되어 작용하게 되므로 상부구조의 상대변위를 계산함에 있어 보수적일 가능성이 높다. 따라서 지진하중에 의한 교량시스템의 거동특성을 보다 정확하고, 합리적으로 평가하기 위해서는 가동단의 마찰을 고려하는 것이 필요하다. 본 연구에서는 가동단에서의 마찰효과를 고려하기 위해서 가동단에 가해지는 수직하중과 활동속도의 변화에 무관한 2구간 선형의 Coulomb 마찰모델(Velocity model)을 이용하였다^[5]. 상부구조와 가동단 사이의 마찰요소는 그림 6과 같이 간략하게 모형화될 수 있다. 그림 7은 두 인접진동계사이의 상대속도에 따른 마찰력의 관계를 도시한 것으로 정지상태에서 마찰력과 상대속도의 관계는 어느 일정한 상대속도(ε)까지는 선형으로 변화하나 보다 큰 상대속도에서는 일정한 마찰력(수직하중과 마찰계수의 곱)을 갖는다. 따라서 정지상태와 활동상태에서의 마찰력은 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$F_{fr} = \frac{1}{2} \mu m_i g \frac{1}{\varepsilon} \Delta_i \quad \text{for } \Delta_i < \varepsilon$$

$$F_{fr} = \frac{1}{2} \mu m_i g \Delta_i \quad \text{for } \Delta_i < \varepsilon$$
(4)

여기서, μ 는 마찰계수이고, $\Delta_i = \dot{u}_i - \dot{u}_{i+1} + \dot{u}_{gi} - \dot{u}_{g(i+1)}$ 이다.

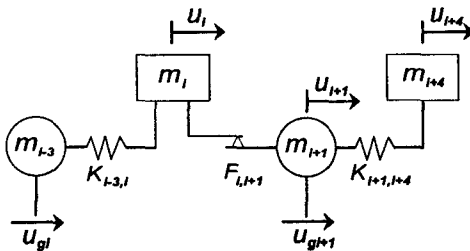


그림 6. 마찰요소의 모형화

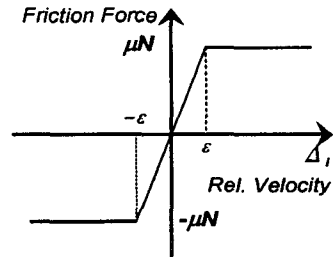


그림 7. 상대변위와 마찰력의 관계

4. 결과분석

본 연구에서는 지진하중에 의한 교량시스템의 동적거동을 분석하기 위해서 교량거동에 영향을 미치는 구조요소들을 고려할 수 있는 해석모형을 개발하였으며, 이를 바탕으로 직접적분법을 통하여 인접 진동계간의 충돌의 영향, 가동단의 마찰에 의한 에너지 소산효과, 그리고 교대의 거동 등이 전체적인 교량시스템의 응답특성에 미치는 영향을 분석하였다. 지진이력은 널리 쓰이고 있는 SIMQKE 프로그램^[10]을 이용하여 도로교표준시방서에서 제시하고 있는 설계응답스펙트럼에 일치하는 비정상과정의 인공지진이력을 생성, 적용하였다. 충돌요소의 강성과 감쇠는 앞서 언급한 바와 같이 충돌이 발생하는 순간에만 적용되며, 실제적인 문제에 있어서 많은 불확실성을 포함하고 있으므로 이를 정확하게 평가하는 것은 상당히 어려운 문제이다. 따라서 본 연구에서는 기존의 민감도분석을 통하여 구한 충돌강성과 감쇠를 이용하였다. 또한 인접 진동계간의 여유공간은 5cm이며, 가동단의 마찰계수는 현행 도로교표준시방서에서 제시하고 있는 0.05를 적용하였다.

4.1 충돌과 마찰을 고려한 교량의 동적응답

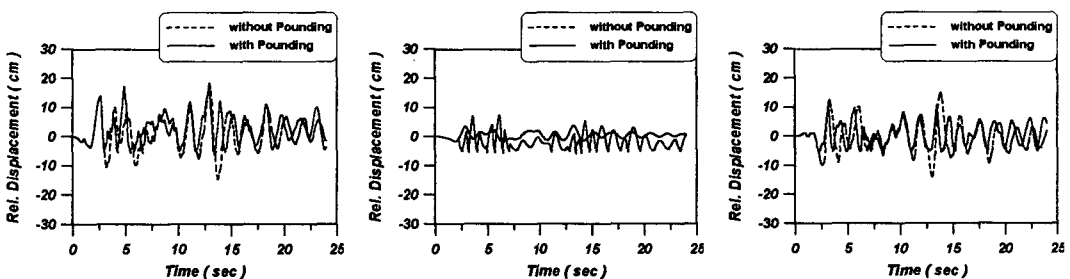
본 절에서는 인접 진동계간의 충돌과 가동단의 마찰이 지진하중을 받는 교량시스템의 거동특성에 미치는 영향을 분석하였다. 적용한 입력하중은 최대지반가속도 0.1g~0.6g를 갖는 지진이력이며, 지진파의 전달속도는 760m/sec로 가정하였다. 표 1은 다양한 최대지반가속도에 따른 충돌과 마찰을 고려한 교량시스템의 인접 진동계간의 상대변위를 나타낸 것으로, 각 결과는 10개의 모의 분석결과를 평균한 값이다.

표 1. 충돌과 마찰조건에 따른 최대상대변위

(단위 : cm)

충돌조건 / 마찰조건	최대지반 가속도	마찰을 고려하지 않은 경우			마찰을 고려한 경우		
		A1 - P1	P1 - P2	P2 - A2	A1 - P1	P1 - P2	P2 - A2
충돌을 고려하지 않은 경우	0.1g	5.97	1.14	6.03	2.53	0.62	2.05
	0.2g	10.73	2.03	10.66	7.13	1.25	6.09
	0.3g	15.95	2.54	13.15	12.37	1.87	9.79
	0.4g	23.32	2.91	14.98	18.64	2.37	11.76
	0.5g	29.75	3.36	18.86	25.75	2.71	15.62
	0.6g	34.22	4.06	24.90	31.96	3.28	19.73
충돌을 고려한 경우	0.1g	5.76	2.08	5.82	2.53	0.62	2.05
	0.2g	8.43	6.51	8.25	7.53	1.03	6.33
	0.3g	12.01	7.24	9.91	10.39	4.03	8.60
	0.4g	13.23	8.46	10.95	13.53	3.52	10.75
	0.5g	14.58	8.49	12.28	15.14	5.68	11.40
	0.6g	17.16	9.98	13.90	16.79	5.08	13.36

표 1의 결과로부터 동일한 마찰조건에 대한 충돌의 영향을 살펴보면, 교대 - 교각진동계(A1-P1과 P2-A2)사이의 상대변위는 충돌에 의해 상당히 억제되는 경향을 보이거나 교각진동계들(P1-P2) 사이에서는 교대 - 교각진동계사이의 충돌에 의한 영향으로 인하여 교각진동계의 거동이 커질 뿐만 아니라 진동특성도 변화하게 되므로 오히려 상대변위가 증가하는 경향을 보이는 것으로 나타났다(그림 8). 그러나 교대 - 교각진동계사이의 상대변위와 비교해보면 교량시스템의 낙교위험을 지배할 정도의 수준은 아닌 것으로 나타났다. 특히 마찰을 고려하지 않은 경우 0.1g수준의 약진에서는 거동자체가 매우 작기 때문에 충돌이 자주 발생하지 않으므로 응답의 차이가 거의 없으나 강진으로 갈수록 충돌의 영향이 크기 때문에 응답의 크기가 상당히 달라지는 것으로 나타났다. 그러나 마찰효과를 고려한 경우 약진에서는 충돌이 거의 발생하지 않을 정도로 응답이 상당히 작게



(a) A1-P1

(b) P1-P2

(c) P2-A2

그림 8. 인접 진동계간의 상대변위에 대한 응답이력 (마찰을 고려하지 않은 경우, 0.3g)

나타나는 것으로 분석되었다. 또한 그림 8에서 알 수 있듯이 충돌의 영향으로 인한 거동특성의 변화는 응답의 크기뿐만 아니라 응답이력자체에서도 현저한 것으로 나타났으며, A1-P1진동계사이의 충돌에 의한 영향이 P1-P2진동계에 전달되는 현상도 잘 볼 수 있다.

가동단의 마찰에 의한 영향을 분석하기 위해서 동일한 충돌조건에 대해 응답특성을 살펴보면, 인접 진동계간의 상대변위는 전체적으로 마찰에 의해 억제되는 경향을 보이며, 강진으로 갈수록 마찰에 의한 변위억제효과는 상대적으로 감소하는 경향을 보이는 것으로 나타났다. 그러나 충돌을 고려한 경우의 A1-P1진동계사이의 상대변위는 마찰을 고려하지 않은 경우가 다소 작게 평가되는 경우도 있는데 이는 강진으로 갈수록 마찰효과보다는 충돌현상이 더 지배적인 영향인자로 작용하기 때문인 것으로 판단된다.

4.2 교대 - 뒷채움재의 영향에 따른 응답특성

일반적으로 지진하중에 의한 교량시스템의 거동특성 분석시 교대 - 뒷채움재의 거동특성을 일정 강성을 갖는 하나의 고정벽과 같이 모형화하거나 교대의 영향을 고려하지 않고 인접한 교각진동계사이의 응답특성만을 분석하는 경우가 대부분이다. 이와 같이 교대 - 뒷채움재의 영향을 고려하지 않거나 간략하게 모형화하여 이용하는 경우 교량시스템은 상대적으로 유사한 진동주기를 갖는 진동계(주로 교각진동계)로 구성되기 때문에 인접 진동계간의 상대변위는 가해진 지진파의 도달시간차에 의한 위상차로 인해 주로 발생하게 되며, 그 응답 또한 상대적으로 매우 작게 된다. 그러나 교대 - 뒷채움재를 하나의 진동계로 고려할 경우 교각진동계와는 상당히 다른 진동주기를 갖는 진동계가 인접하게 되므로 이 두 진동계사이의 상대변위는 지진파의 도달시간차 뿐만 아니라 진동주기차에 의해 발생하게 되며, 그 응답의 크기 및 거동자체가 교대 - 뒷채움재를 고려하지 않은 경우와 상당히 다르게 나타날 것으로 판단된다. 따라서 본 절에서는 교대 - 뒷채움재의 영향에 따른 전체적인 교량시스템의 거동특성을 분석하기 위하여 교대 - 뒷채움재를 고려하지 않은 경우(CASE I)와 교대 - 뒷채움재시스템을 2자유도(수평변위, 회전변위)를 갖는 하나의 진동계로 고려한 경우(CASE II)에 대하여 각각의 동적응답을 비교·분석하여 보았다. 표 2는 두 가지 경우에 대한 교각진동계사이에서의 최대상대변위를 나타낸 것이다. 결과를 살펴보면, 약진의 경우에는 응답이 거의 유사하게 나타났으나, 강진으로 갈수록 그 응답차이가 증가하는 것으로 나타났다. 이는 교대 - 교각진동계사이의 충돌에 의해 인접한 교각진동계사이의 상대변위가 증가되었기 때문이다. 여기서, 표 2의 CASE I 응답이 표 1의 마찰은 고려하고 충돌은 고려하지 않은 경우의 P1-P2의 결과와 동일한 것은 상대변위가 너무 작아서 충돌이 전혀 발생하지 않았기 때문이다.

표 2. 교각진동계사이의 상대변위 (단위 :cm)

최대지반가속도	CASE I	CASE II
0.1g	0.62	0.62
0.2g	1.25	1.03
0.3g	1.87	4.03
0.4g	2.37	3.52
0.5g	2.71	5.68
0.6g	3.28	5.08

5. 결 론

본 연구에서는 지진하중에 의한 교량시스템의 보다 정확한 거동특성을 분석하기 위하여 인접진동계사이의 충돌, 가동단에서의 마찰, 그리고 교대 - 뒷채움재 시스템의 거동의 영향 등을 고려할 수 있는 해석모형을 개발하였으며, 다양한 최대지반가속도를 갖는 지진하중에 대한 응답특성을 분석하였다. 본 연구를 통하여 얻어진 결론은 다음과 같다.

1. 본 연구에서 제안한 교량해석모형은 인접 진동계간의 충돌, 가동단의 마찰, 그리고 교대 - 뒷채움재의 영향 등을 고려한 교량시스템의 동적거동을 분석함에 있어 적절한 것으로 판단된다.
2. 가동단에서의 마찰에 의한 에너지 소산효과는 전체적으로 인접 진동계간의 상대변위를 감소시키며, 특히 강진보다는 중·약진에서 그 영향이 상대적으로 큰 것으로 나타났다.
3. 인접 진동계간의 충돌현상은 각 진동계의 진동특성을 변화시킴으로 인해 전체적인 교량시스템의 거동특성에 상당한 영향을 미치는 것으로 나타났으며, 강진으로 갈수록 그 영향이 더 큰 것으로 분석되었다.
4. 교대 - 뒷채움재 시스템은 교각진동계와의 충돌로 인하여 인접한 교각진동계간의 거동특성에 영향을 미치며, 특히 강진으로 갈수록 그 영향이 두드러진 것으로 나타났다.
5. 지진하중에 의한 교량시스템의 인접 진동계간의 최대상대변위는 교대 - 교각진동계사이에서 발생하는 것으로 나타났다. 따라서 인접 진동계간의 상대변위와 최소반침지지길이에 의존하는 낙교위험은 교각진동계보다는 교대 - 교각진동계의 상대변위에 의해 지배되는 것으로 나타났다.

참 고 문 헌

1. Watanabe, E., Kajita, Y., Sugiura, K., Nagata, K. and Maruyama, T. (1998), "Pounding of Adjacent Superstructures of Elevated Bridges under Severe Earthquake", *Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering* 98.
2. 김상효, 마호성, 원정훈 (1999), "거더간 충돌을 고려한 지진하중을 받는 교량의 동적거동분석", 한국전산구조공학회 논문집 (제12권 제3호 게재예정).
3. Anagnopoulos, S. A. (1988), "Earthquake Induced Pounding ; State of the Art", Tenth European Conference on Earthquake Engineering", 897-905.
4. Yang, Y. S. (1994), "Aspects of Modeling of Reinforced Concrete Bridge Structures for Dynamic Time History Analysis", PhD thesis, Univ. of California, San Diego, Calif.
5. Dimova, S. and Meskouris, K. (1995), "Numerical technique for dynamic analysis of structures with friction devices", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol.24, pp. 881-898.
6. 김상효, 마호성, 이상우 (1999), "교각 비선형거동 및 기초운동을 고려한 지진 시 낙교위험분석", 대한토목학회 논문집, 제19권 제4호.
7. Macrae, G. A. (1994), "P- Δ Effects on Single-Degree-of-Freedom Structures in Earthquakes", *earthquake spectra*, Vol. 10, No. 3, pp. 539~568.
8. Ghavamian, S. and Mazars, J. (1996), "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.
9. 건설교통부 (1996), 도로교표준시방서.
10. Gasparini, D. A. and Vanmarcke, E. H. (1976), Evaluation of Seismic Safety of Buildings Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra, Massachusetts Ins. of Technology, Report 2.