

비선형 교대운동이 교량구조물의 지진응답에 미치는 영향분석

Effects of Nonlinear Motions due to Abutment-Soil Interaction upon Seismic Responses of Multi-Span Simply Supported Bridges

김 상 호
Kim, Sang Hyo

마 호 성
Mha, Ho Seong

이 상 우
Lee, Sang Woo

경 규 혁
Kyung, Kyu Hyuk

국문요약

교대-인접토체사이의 상호작용으로 인한 비선형 교대운동이 교량구조물의 전체지진응답에 미치는 영향을 다양한 인자들을 고려할 수 있도록 개발된 이상화된 교량 해석모형을 이용하여 분석하였다. 교대의 비선형 운동은 교대의 강성저하를 반영하는 비선형 스프링으로 모형화하였으며, 비선형효과를 분석하기 위하여 현행 도로교 설계기준에서 제시하고 있는 일정강성을 적용한 선형스프링을 이용한 상대적인 선형모형과 결과를 비교하였다. 분석결과로부터 전체적인 교량구조물의 지진응답은 교대진동계의 모형화 방법 및 인접한 토체의 조건에 따라 다양하게 나타나며, 교대진동계는 교량구조물의 지진응답에 중요한 영향을 미치는 것으로 분석되었다. 인접진동계간 최대상대거리는 비선형 모델을 적용한 경우가 상당히 증가하는 것으로 나타났으며, 특히 전체 교량구조물에서 낙교의 발생가능성이 가장 큰 위치에서 최대 30% 정도까지도 증가하는 것으로 분석되었다. 또한 촘촘한 모래를 갖는 토체조건 하에서는 경간수가 증가할수록 교대의 비선형 거동에 따른 영향은 증가하는 것으로 평가되었다. 따라서 교량구조물의 지진거동 분석시 교대의 거동특성을 보다 실제적으로 반영하기 위해서는 교대의 비선형거동이 합리적으로 고려되어야 할 것으로 판단된다.

주요어 : 교대-인접토체사이의 상호작용, 교량구조물, 지진거동, 교대의 강성저하, 낙교

ABSTRACT

Dynamic behaviors of a bridge system with several simple spans are evaluated to examine the effects of nonlinear abutment motions upon the seismic responses of the bridge. The idealized mechanical model for the whole bridge system is developed by adopting the multi-degree-of-freedom system, which can consider various influential components. To compare the results, both linear and nonlinear abutment-backfill models are prepared. The linear system has the constant abutment stiffness, and the nonlinear system has the nonlinear stiffness considering the abutment stiffness degradation due to the abutment-soil interaction. From simulation results, the nonlinear abutment motion is found to have an important influence upon the global bridge motions. Maximum relative distances between adjacent vibration units are found to be larger than those found from the linear system. In particular, maximum relative distances at the location with the highest possibility of unseating failure are increased up to about 30% in the nonlinear system. The effects of nonlinear behavior of an abutment on the bridge seismic behaviors are also increased as the number of span increase. Therefore, it can be concluded that the abutment-soil interaction should be considered in the seismic analysis of the bridge system.

Key words : abutment-soil interaction, bridge system, seismic behavior, abutment stiffness degradation, unseating failure

1. 서 론

기존 교량에 대한 상세한 지진응답분석은 기존 교량의 내진성능평가는 물론 신설 교량의 내진설계를 위한 중요한 기초자료로서 활용될 수 있으며, 특히 기존의 내진설계가 적용되지 않은 교량에 대한 내진보강방안의 수립 및 내진보강에 따른 내진성능 향상효과를 판단할 수 있는 유용한 정보를 제공할 수 있다. 지진하중을 받는 교량구조물의 동적거동을 보다 실제적으로 분석하기 위해 우선적으로 고려되어야 하는 가장 중요한 요소로는 인접한 진동계 또는 각 구조요소들간의 상호작용이다. 교량구조물의 지진응답특성에 영향을 미치는 구조요소들간 상호작용의 대표적인 예로는 인접한 진동계간의 충돌, 상부구조와 가동받침사이의 상대속도에

따른 마찰, 교대와 인접한 토체사이의 상호작용으로 인한 교대의 강성저하 그리고 지반조건에 따른 기초의 운동 등이 있다. 특히, 교대와 인접한 토체사이의 상호작용으로 인한 교대의 비선형 거동은 전체적인 교량구조물의 지진거동에 상당한 영향을 미칠 것으로 판단되나 주변 토체뿐만 아니라 교대와 인접토체간 상호작용의 불확실성 등으로 인하여 그 영향정도를 정확하게 평가하는 것은 상당히 어려운 문제이다.

최근까지 수행되어온 유사한 연구에서는 교대진동계(교대-뒷채움재 시스템)를 교량구조물에 포함시키지 않거나 또는 일정강성을 갖는 단순한 선형 스프링으로 모형화하는 것이 대부분이었다.⁽¹⁾⁻⁽³⁾ 전체적인 교량구조물의 지진거동 분석시 교대진동계를 고려하지 않을 경우, 교량구조물은 상대적으로 유사한 진동특성을 갖는 교각진동계(기초-교각-상부구조로 구성되는 진동계)로 구성되므로 충돌과 같은 인접진동계간 상호작용에 의한 영향을 정확하게 반영할 수 없으며, 이로 인해 전체적인 교량구조물의 지진응답이 상당히 다르게 나타날 수 있다. 또한 교대진동계를 일정강성을 갖는 선형 스프링으로 모형화하는 경우에는 교대와 인접한 토체사

* 정회원 · 연세대학교 사회환경시스템공학부 교수(대표저자 : sanghyo@yonsei.ac.kr)

** 정회원 · 호서대학교 기계건축토목공학부 조교수

*** 학생회원 · 연세대학교 토목공학과 박사과정

**** 연세대학교 토목공학과 공학석사

본 논문에 대한 토의를 2002년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.
(논문접수일 : 2002. 9. 16 / 심사종료일 : 2002. 10. 21)

이의 상호작용으로 인한 교대진동계의 강성저하를 고려할 수 없으므로 교량구조물의 실제적인 지진응답을 정확하게 평가할 수 없게 된다. 그러므로 교대를 포함하는 교량구조물의 전체적인 지진거동을 보다 합리적이고, 실제적으로 평가하기 위해서는 응답변위에 따른 교대진동계의 강성저하로 인한 비선형 거동특성을 반영할 필요가 있다.

본 연구에서는 교각진동계와는 다른 진동구조를 갖는 교대진동계를 하나의 비선형 진동계로 모형화하여 교대와 인접한 토체사이의 상호작용으로 인한 교대의 강성저하특성을 반영하였으며, 인접 진동계간의 충돌이나 가동단의 마찰 등 교량구조물의 지진거동에 영향을 미치는 다양한 구성요소들을 고려할 수 있는 단순화된 다자유도 교대해석모형을 개발하였다. 또한 교대진동계를 일정강성을 갖는 선형 스프링으로 모형화한 경우(선형 모델)와 강성저하를 반영한 비선형 스프링으로 모형화한 경우(비선형 모델)의 지진응답특성을 비교·분석하였으며, 이를 통하여 교대의 비선형 거동이 전체적인 교량구조물의 지진응답특성에 미치는 영향을 평가하였다.

2. 교대-뒷채움재 시스템의 모형화

지진하중을 받는 전체적인 교량시스템의 응답특성 분석 시 교대-뒷채움재 시스템을 모형화하기 위한 단순하면서 효율적인 방법은 비선형 강성과 감쇠를 갖는 병진스프링을 이용하는 것이다. 이러한 모형화 방법은 계산과정이 비교적 단순하면서도 교대의 실제적인 거동특성을 거의 근사적으로 나타낼 수 있으며, 현장실험의 결과와도 잘 일치하는 것으로 분석되었다.⁽⁴⁾ 따라서 본 연구에서는 교대진동계를 그림 1(a)에서 보여지는 바와 같이 비선형 스프링과 감쇠로 이루어진 단자유도 시스템으로 모형화하였다. 단, 교대와 뒷채움재(점선으로 표시된 영역)는 일체로 거동하는 것으로 가정하였다. 그림 1(a)는 교대-뒷채움재 시스템을 비선형 스프링으로 단순화한 모형으로 여기서 m 는 교대-뒷채움재 시스템의 질량으로 교대자체와 뒷채움재의 질량을 합한 값이며, u_g 와 u 는 교대의 지반변위와 질량 m 의 지반에 대한 상대변위이다. $K(u)$ 와 $C(u)$ 는 각각 교대진동계의 비선형 강성과 감쇠상수이다.

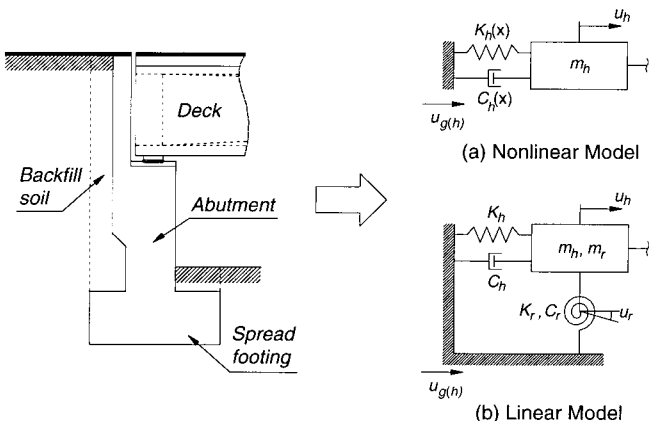


그림 1 교대의 모형화

교대진동계의 비선형 강성은 1997년 Siddharthan⁽⁴⁾ 등 이 확대기초 위에 놓여진 역T형 교대에 대해 제안한 근사식 (1)로부터 구할 수 있다. 식 (1)은 해석적 방법론에 의한 결과와 실험구조의 현장실험을 통해 구한 결과의 비교·분석을 통해 근사화시킨 교대진동계의 변위에 대한 강성의 관계식이다.

$$K(u) = k_0 E_T \left(\frac{u}{H} \right)^{-0.96} \quad (1)$$

여기서, k_0 는 무차원 강성계수이며, $E_T (= \gamma B W^2 / H^2)$ 는 정규화된 매개변수이다. γ 는 토체의 단위중량이며, B, W 그리고 H 는 각각 교대의 교축방향으로의 길이, 교축직각방향으로의 폭, 그리고 교대의 높이이다. u 는 교대진동계의 지반에 대한 상대변위로 교대의 교축방향 병진변위 및 회전으로 인한 교축방향 변위를 합한 총 변위이다. 교대의 감쇠상수는 식 (1)로부터 구해진 강성, 질량 그리고 감쇠비를 이용하여 구할 수 있다. 교대의 감쇠비는 교대와 인접한 토체의 영향으로 인하여 일반적인 구조물에 적용되는 감쇠비보다 상당히 클 것으로 판단된다. 그러나 본 대상교량에서와 같은 교대-토체시스템에 대한 감쇠비로 적용할 수 있는 연구결과나 규정이 명확하게 제시되어 있지 않기 때문에 본 연구에서는 보다 불리한 조건으로 현행 도로교설계기준의 설계응답스펙트럼 작성시 적용된 5%를 이용하였다.⁽⁵⁾

그림 1(b)는 교대의 거동특성에 따른 교량구조물의 응답 특성변화를 비교·분석하기 위하여 교대진동계를 일정강성을 갖는 선형스프링으로 단순화한 해석모형으로 교대진동계의 선형모델은 교축방향으로의 병진 및 회전방향 변위를 갖는 2자유도 시스템으로 모형화되었다. 그림 1(b)에서 m_h 와 m_r 은 각각 교대-뒷채움재 시스템의 질량과 회전관성질량이며, K_h, C_h 와 K_r, C_r 은 각각 병진과 회전방향에 대한 교대진동계의 강성과 감쇠상수이다. u_h 와 u_r 은 병진변위와 회전변위이며, $u_{g(t)}$ 는 교대진동계의 지반변위를 나타낸다. 교대진동계의 병진강성과 회전강성은 도로교설계기준 (2000)에서 제시하고 있는 방법을 이용하여 결정하였으며,⁽⁶⁾ 감쇠상수 산정시 적용된 감쇠비는 비선형 모델에서와 동일하게 5%로 가정하였다. 표 1은 교대해석모형에 적용된 변수들의 물성값을 정리한 것이다.

3. 교량구조물의 모형화

교량구조물의 지진응답은 교량구조물을 구성하는 각 구조요소 자체의 진동특성뿐만 아니라 구조요소들간의 상호작용 등에 따라 상당한 영향을 받게 된다. 특히, 교량구조물의 지진거동에 영향을 미치는 대표적인 인자들 중에서 교대와 인접한 토체사이의 상호작용은 토체의 비선형 거동특성으로 인한 교대의 강성저하를 유발하게 되며, 이로 인해 전체적인 교량시스템의 동적거동을 상당히 변화시킨다. 따라서 본 연구에서는 지진하중에 의한 교대의 비선형 거동특성이 전체 교량구조물의 지진거동특성에 미치는 영향을 분석하기 위하여 그림 2에서 보여지는 바와 같이 시간장 35m인 단순지지된

표 1 교대해석모델에 적용된 물성값

적용변수		물성값		
		느슨한 모래	중간밀도 모래	축축한 모래
교대의 비선형 모델	질량, m (kgf/cm/sec ²)	446.67	458.37	470.08
	무차원 강성계수, k_0 ⁽⁴⁾	6897.2	6897.2	6897.2
	토체의 단위중량, γ ⁽⁷⁾ (tonf/m ³)	1.4790	1.6570	1.8350
교대의 선형 모델	질량, m_h (kgf/cm/sec ²)	446.67	458.37	470.08
	회전관성질량, m_r (kgf · cm · sec ²)	3.48×10^9	3.61×10^9	3.74×10^9
	동적탄성계수, E_s ⁽⁷⁾ (kgf/cm ²)	106.0	334.5	563.0
	병진강성, K_h (kgf/cm)	76585	241676	406768
	회전강성, K_r (kgf · cm/rad)	5.48×10^9	1.73×10^{10}	2.91×10^{10}
	병진감쇠, C_h	584.88	1052.5	1382.8
	회전감쇠, C_r	4.37×10^8	7.90×10^8	1.04×10^9

3경간 합성플레이트거더교(직선교)를 대상교량으로 선정하였다. 상부구조의 형식 및 단면제원은 그림 3과 같으며, 교각은 π 형의 원형 철근콘크리트교각 (D=1.7m)이며, 교각높이는 동일하게 12m이다. 교각기초는 직접기초로 교축 및 교축직각방향 폭이 6m와 14m이며, 기초의 높이는 2m이다. 교대는 확대기초를 갖는 역T형의 교대이며, 교대의 총 높이는 6.5m이다. 확대기초의 교축 및 교축직각방향의 폭은 2.9m와 17m이다. 단, 인접 진동계간의 충돌에 의한 상부구조 단부에서의 국부적인 손상은 고려하지 않았으며, 각 고정 및 가동받침의 손상에 따른 영향은 무시하였다.

전체적인 교량구조물의 해석모형은 교축방향의 거동특성에 영향을 미치는 구성요소들, 즉 교대와 인접한 토체사이의 상호작용으로 인한 교대의 강성저하, 인접 진동계간의 충돌, 가동단에서의 마찰, 기초의 운동, 그리고 철근콘크리트교각의 비선형성 등을 고려할 수 있도록 그림 4와 같이 단순화하였다. 교량해석모형에서 교각진동계(그림 2의 P1, P2진동계)는 인접 진동계간의 충돌과 가동받침의 마찰효과를 고려하기 위하여 4자유도(상부구조의 교축방향변위, 교각상부에

서의 변위, 기초의 병진변위, 그리고 회전변위)를 갖는 것으로 모형화하였다. 교량구조물의 지진응답에 대한 시간이력 해석은 그림 4로부터 유도된 운동방정식에 대해 4차 Runge-Kutta방법을 이용하여 수행되었으며, 적용된 시간간격은 2×10^{-5} 초이다.⁽⁸⁾ 그림 4에서 m, K, C 는 각각 구성요소들의 질량, 강성, 그리고 감쇠상수이다.

인접 진동계간의 충돌현상은 그림 4에서 보여지는 바와 같이 두 진동계사이에 탄성의 스프링($S_{1,5}, S_{5,9}, S_{9,A2}$)과 감쇠($C_{1,5}, C_{5,9}, C_{9,A2}$)를 갖는 충돌요소를 이용하여 모형화하였으며, 여유공간($d_{1,5}, d_{5,9}, d_{9,A2}$)은 온도변화 등의 영향에 따른 상부구조의 신축이음량을 고려하여 5cm로 가정하였다.⁽⁹⁾ 따라서 충돌요소의 스프링강성과 감쇠는 지진하중으로 인한 두 진동계사이의 상대거리가 여유공간을 초과하는 경우에만 작용하게 된다. 가동받침에서의 마찰은 선형의 Coulomb 마찰요소로 모형화(마찰계수 $\mu=0.05$)하였으며,⁽³⁾ 그림 4에서 $F_{1,2}, F_{5,6}, F_{9,A}$ 는 가동받침에 작용되는 마찰력을 나타낸 것이다. 고정받침은 고정받침으로 연결되는 상부구조와 하부구조가 일체 거동하는 것으로 가정하여 무한강성($K_{A1,1}, K_{2,5}, K_{6,9}=1.0 \times 10^9$)을 갖는 스프링으로 모형화하였다. 또한 지진하중의 작용과 그로 인해 발생하는 변위의 증가에 따라 나타나는 철근콘크리트 교각의 비선형 거동을 반영하기 위해서 기하학적 비선형성을 나타내는 P- Δ 효과와 재료적 비선형성을 고려할 수 있는 히스테리시스모형을 적용하였다.⁽³⁾ 교각의 기초는 병진강성(K_3, K_7)과 회전강성(K_4, K_8)을 갖는 선형-탄성의 스프링과 감쇠($C_3, C_7; C_4, C_8$)를 갖는 것으로 모형화하였다.⁽³⁾ 여기서, 교각기초의 병진 및 회전방향으로의 스프링 강성은 도로교설계기준 (2000)에서 규정하고 있는 방법을 이용하여 결정하였다.⁽⁶⁾

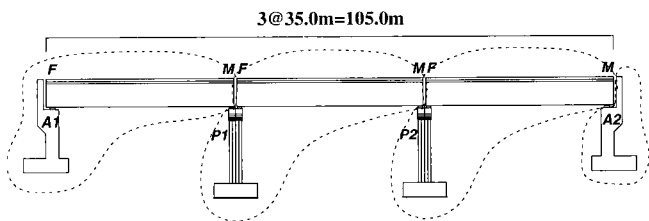


그림 2 대상 교량구조물

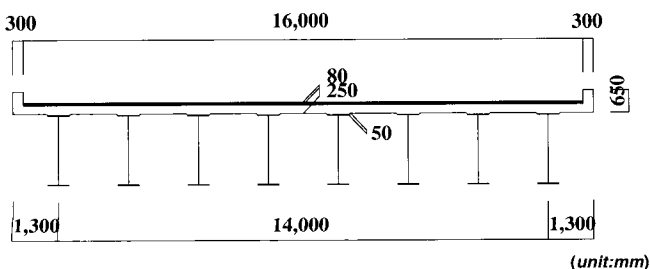


그림 3 상부구조의 단면제원

4. 결과분석

본 연구에서는 교대와 인접한 토체사이의 상호작용으로 인한 교대의 강성저하 및 이로 인한 교대진동계의 비선형 거동이 전체적인 교량구조물의 지진응답에 미치는 영향을 평가하기 위하여 교대진동계를 일정한 강성을 갖는 선형스프링

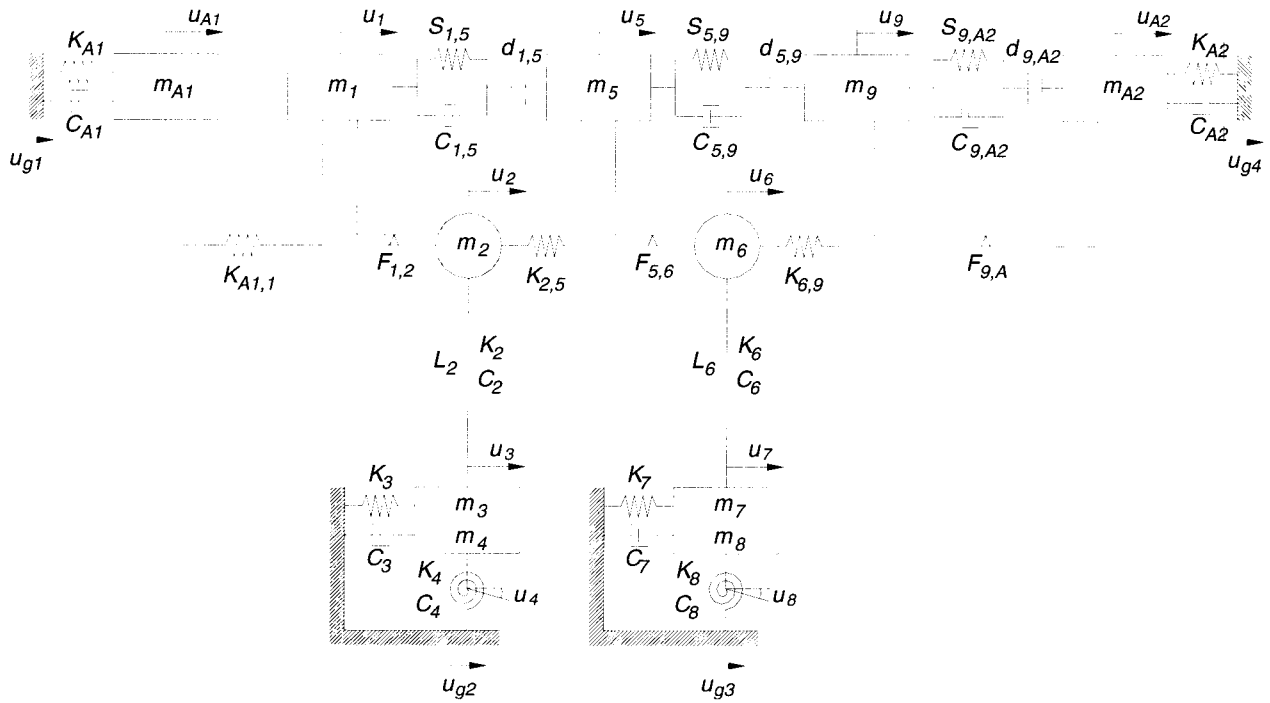


그림 4 이상화된 교량해석모형

으로 모형화한 경우(선형 모델)와 강성저하를 고려한 비선형 스프링으로 모형화한 경우(비선형 모델)의 지진응답특성을 비교·분석하였다. 입력지진이력으로는 널리 사용되고 있는 SIMQKE 프로그램⁽¹⁰⁾을 이용하여 현행 도로교설계기준(2000)에서 제시하고 있는 설계응답스펙트럼에 일치하도록 모의 발생시킨 인공지진이력을 이용하였다. 각 교대 및 교각의 기초부에 적용된 입력지진이력은 각 지점에 전달되는 지진파의 도달시간차이로 인한 위상차를 갖도록 하였으며, 적용된 인공지진이력의 범위는 최대지반가속도(PGA) 0.1g~0.6g이다. 그림 5는 최대지반가속도 0.3g에 대해 모의 발생된 인공지진이력의 예를 도시한 것이다. 교대와 인접한 토체는 양질의 사질토로 가정하였으며, 교대진동계의 선형 및 비선형 강성은 표 1과 같이 산정, 적용되었다. 또한 충돌요소의 강성과 감쇠는 인접한 진동계간 상대거리에 대한 민감도 분석을 통하여 구한 값을 적용하였다.⁽⁹⁾

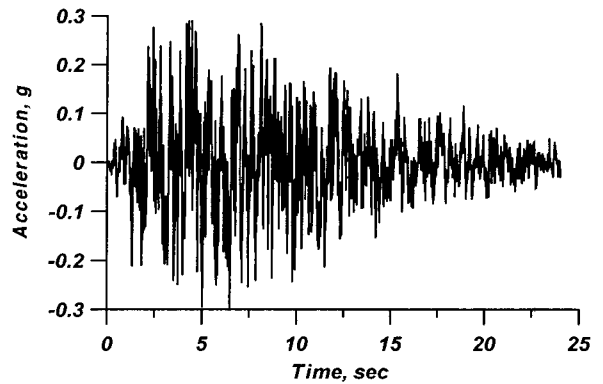


그림 5 인공지진이력의 예(PGA=0.3g)

4.1 교대의 모형화 방법에 대한 분석

그림 6은 교대진동계의 모형화 방법에 따른 각 진동계의

지반에 대한 상대변위의 시간이력도를 나타낸 것으로 토체 조건은 중간밀도의 모래이며, 지진이력의 최대지반가속도는 0.5g이다. 그림에서 알 수 있듯이 교대진동계의 모형화 방법에 따라 응답특성이 상당히 다른 것으로 나타났으며, 교각진동계의 경우도 인접한 교대진동계의 영향으로 인해 응답크기 및 이력이 차이가 있는 것으로 나타났다. 그림 7은 그림 6과 동일한 조건에 있어서 인접한 진동계간의 상대거리에 대한

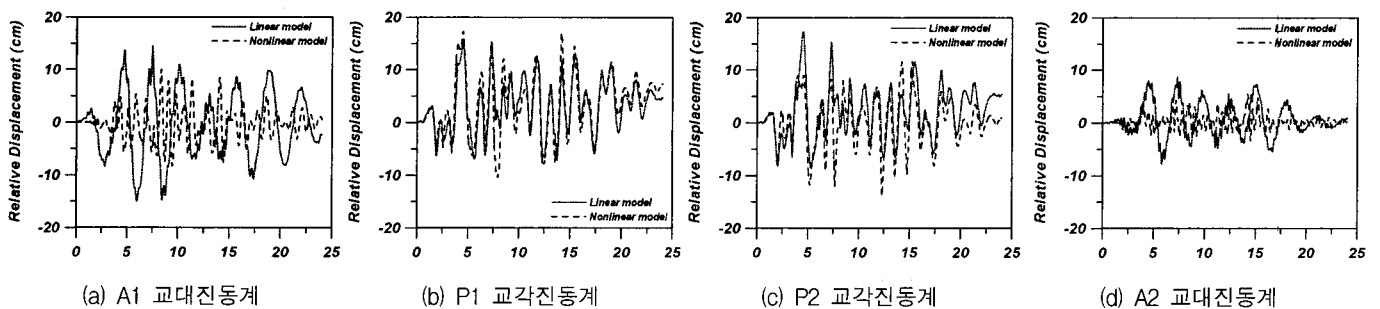


그림 6 각 진동계의 지반에 대한 상대변위의 응답이력(중간밀도의 모래, PGA=0.5g)

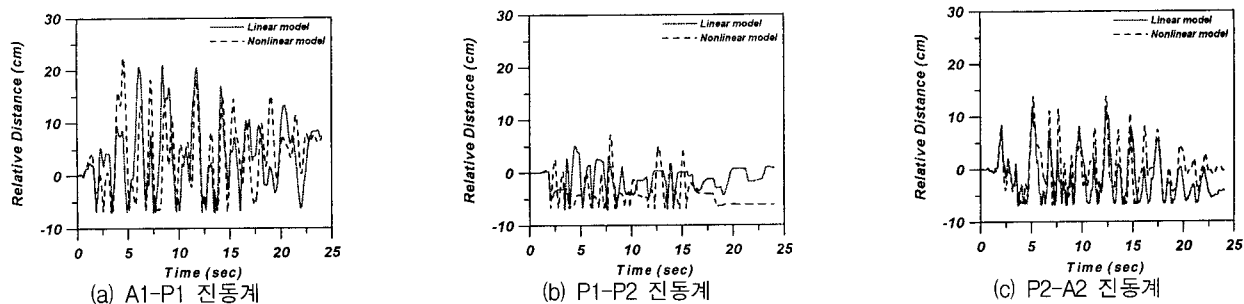


그림 7 인접 진동계간 상대거리의 응답이력(중간밀도의 모래, PGA=0.5g)

시간이력도를 나타낸 것으로 그림 6의 결과와 마찬가지로 교대진동계의 모형화 방법에 따라 현저히 다른 응답특성을 보이는 것으로 나타났다.

표 2와 표 3은 교대진동계의 모형화 방법에 따른 각 진동계의 지반에 대한 최대상대변위와 인접 진동계간 최대상대거리의 평균값(10개의 인공지진에 의한 모의분석결과의 평균값)과 Gumbel의 Type-I 극한값분포에 의한 90% 최대값을

나타낸 것이다. 교대인접토체는 촘촘한 사질토로 가정하였다. 교량구조물의 최대상대변위는 전반적으로 교대진동계를 비선형 스프링으로 모형화한 경우가 일정강성을 갖는 선형 스프링으로 모형화한 경우에 비해 다소 감소하는 경향을 보이는 것으로 나타났으며, 특히 A1 교대진동계의 경우는 두 모델간의 응답차이가 상당히 큰 것으로 나타났다. 반면에 인접 진동계간 최대상대거리는 대체로 비선형 모델을 적용한

표 2 각 진동계의 지반에 대한 최대상대변위(단위 : cm)

최대지반 가속도	A1 진동계		P1 진동계		P2 진동계		A2 진동계	
	선형모델	비선형모델	선형모델	비선형모델	선형모델	비선형모델	선형모델	비선형모델
0.1g	^{a)} 2.40 ^{b)} (2.84)	0.06 (0.07)	3.08 (3.71)	2.88 (3.39)	2.65 (3.25)	2.52 (2.97)	0.84 (1.00)	0.04 (0.05)
0.2g	4.72 (5.81)	0.94 (1.30)	7.27 (8.39)	6.86 (7.93)	6.79 (7.95)	6.63 (7.89)	1.45 (1.60)	0.07 (0.12)
0.3g	7.37 (9.18)	3.89 (5.57)	11.39 (14.65)	10.56 (12.44)	10.25 (12.97)	9.97 (12.42)	2.54 (3.18)	0.61 (1.19)
0.4g	9.99 (12.50)	6.97 (10.74)	14.76 (19.33)	15.23 (18.31)	13.51 (17.54)	12.14 (13.97)	3.86 (5.16)	2.55 (4.02)
0.5g	13.44 (17.12)	9.77 (11.81)	19.56 (24.20)	19.06 (23.63)	17.27 (20.73)	13.44 (15.50)	5.81 (7.79)	4.59 (6.57)
0.6g	17.57 (22.88)	11.94 (13.08)	22.73 (26.99)	22.15 (27.73)	20.13 (26.25)	15.52 (18.26)	7.62 (10.63)	8.47 (11.32)

- a) 최대상대변위의 평균값
- b) Gumbel Type-I 90% 최대값

표 3 인접한 진동계간의 최대상대거리(단위 : cm)

최대지반 가속도	A1-P1 진동계		P1-P2 진동계		P2-A2 진동계	
	선형모델	비선형모델	선형모델	비선형모델	선형모델	비선형모델
0.1g	^{a)} 2.72 ^{b)} (3.29)	3.42 (4.13)	0.19 (0.41)	0.14 (0.31)	2.28 (2.88)	2.34 (2.94)
0.2g	6.82 (8.35)	7.94 (9.42)	0.98 (3.15)	1.98 (5.23)	6.35 (7.63)	6.56 (7.75)
0.3g	10.88 (14.31)	13.03 (15.71)	6.14 (7.56)	6.39 (7.21)	9.43 (12.57)	9.80 (12.27)
0.4g	14.40 (18.64)	19.07 (23.77)	7.13 (8.57)	7.77 (10.54)	12.35 (16.04)	12.66 (15.43)
0.5g	21.47 (27.75)	24.32 (30.78)	7.46 (9.63)	8.89 (12.08)	15.17 (18.96)	14.75 (18.33)
0.6g	23.48 (29.00)	28.25 (35.91)	8.11 (10.97)	14.65 (19.06)	17.62 (24.82)	16.49 (18.88)

- a) 최대상대거리의 평균값
- b) Gumbel Type-I 90% 최대값

경우가 더 큰 것으로 나타났으며, 전체 교량구조물에서 가장 큰 최대상대거리를 나타내는 위치는 A1 교대진동계와 첫 번째 교각진동계인 A1-P1 진동계사이인 것으로 나타났다.

4.2 교대와 인접한 토체조건에 대한 분석

그림 8은 다양한 토체조건(느슨한 모래, 중간밀도의 모래, 촘촘한 모래)에 따른 교대진동계와 인접한 교각진동계사이의 최대상대거리에 대한 평균값과 90% 최대값을 나타낸 것이다. 그림에서 세로축은 각 토체조건에서 선형 모델을 이용한 경우의 응답에 대한 비선형 모델을 적용한 경우의 응답 비를 나타낸다. 그림 8의 결과로부터 알 수 있듯이 촘촘한 모래를 갖는 토체조건에서는 전반적으로 응답비가 1이상으로 비선형 모델을 적용한 경우의 응답이 선형 모델을 적용한 경우의 응답에 비해 크게 나타났으며, A1-P1 진동계사이의 경우는 최대 30%정도까지도 응답이 증가할 수 있는 것으로 분석되었다. 특히 A1-P1 진동계사이의 앞선 결과에서 나타난 바와 같이 전체 교량구조물에서 최대상대거리를 나타내는 위치, 즉 낙교의 발생가능성이 가장 큰 위치이므로 A1-P1 진동계사이에서의 최대상대거리 증가는 전체적인 교량구조물의 낙교위험성을 증가시킬 수 있는 중요한 원인이 될 수 있다. 반면에 느슨한 모래와 중간밀도의 모래를 갖는 토체조건에서는 오히려 선형 모델을 이용한 경우의 응답이 상당히 큰 것으로 분석되었다. P2-A2 진동계사이의 최대상대거리도 A1-P1 진동계사이에서의 응답과 동일한 경향을 보이는 것으로 나타났으며, 전체적으로 토체조건에 따른 영향은 A1-P1 진동계의 경우에 비해 상당히 크지 않은 것으로 분석되었다. 또한 P2-A2 진동계간 최대상대거리의 응답비는 촘촘한 모래에 대해서도 1보다 약간 큰 값으로 선형 모델을 적용한 경우와 비선형 모델을 적용한 경우의 응답이 거의 차이가 없는 것으로 분석되었다. 그러나 앞 절에서 나타난 결과로부터 알 수 있듯이 낙교의 발생가능성이 가장 큰 위

치가 A1-P1 진동계사이이며, 일반적으로 교대와 인접한 토체의 조건이 느슨한 모래보다는 상대밀도가 큰 촘촘한 모래일 가능성이 크고, 지반의 특성상 교대와 인접한 토체도 지진하중 작용시 비선형 거동을 보일 것이므로 전체적인 교량구조물의 지진거동을 보다 효과적이고, 실제적으로 분석하기 위해서는 교대진동계의 비선형 거동에 따른 강성저하특성을 반영해야 할 것으로 판단된다.

4.3 경간수에 대한 분석

교대의 비선형 거동특성이 전체 교량구조물의 지진거동에 미치는 영향을 분석하기 위하여 다양한 경간수(3경간, 6경간, 9경간)를 갖는 단순형 교량구조물을 대상으로 촘촘한 모래를 갖는 토체조건에 대해 인접 진동계간 최대상대거리를 평가하였다. 그림 9는 A1 교대진동계와 인접한 교각진동계사이의 최대상대거리에 대한 평균값과 90% 최대값을 도시한 것이다. 경간수에 관계없이 평균값과 90% 최대값 모두 비선형 모델을 적용한 경우의 응답이 큰 것으로 나타났으며, 두 모델 모두에 있어서 경간수가 증가함에 따라 응답이 증가하는 것으로 분석되었다. 그러나 6경간과 9경간에서는 경간수에 따른 응답의 차이가 거의 없는 것으로 나타났으며, 단지 90% 최대값의 경우 0.6g수준의 강진하에서 경간수의 증가에 따라 응답이 증가하는 경향을 보이는 것으로 분석되었다.

A2 교대진동계와 인접한 교각진동계사이의 최대상대거리는 그림 10에서 보여지는 바와 같이 전체적으로 A1 교대진동계와 인접한 교각진동계사이의 최대상대거리에 비해 응답의 크기는 작은 것으로 나타났다. 전반적으로 선형 모델의 경우 경간수의 증가에 따른 영향은 그림 9의 경향과 유사한 것으로 나타났으나, 비선형 모델을 적용한 경우는 경간수가 증가함에 따라 특히 강진으로 갈수록 응답이 상당히 증가하는 것으로 나타났다. 또한 그림 9의 결과와는 달리 3경간과 6경간의 교량구조물에서 평균값과 90% 최대값 모두 비선형 모델을 적용한 경우가 선형 모델을 적용한 경우보다 다소 작게 평가되었다. 이와 같이 그림 9와 그림 10의 결과가 다소 상이한 경향을 보이는 것은 A1 교대의 경우 상부구조와 고정받침으로 연결되어 있어서 상대적으로 A2 교대보다는 교대진동계 자체의 지진응답이 크게 나타나 인접한 진동계와의 충돌 등의 영향을 많이 받게 된다. 또한 이러한 영향은 교대진동계의 강성저하를 더욱 가속시키기 때문에 전반적으로 A1 교대의 경우 인접한 토체의 비선형 거동에 따른 영향을 상대적으로 많이 받게 되기 때문인 것으로 판단된다.

이상의 결과로부터 알 수 있듯이 교량구조물의 지진거동 특성에 미치는 교대의 영향은 적용된 교대의 모형화 방법 및 인접한 토체의 조건에 따라 다양하게 나타나며, 전체적인 지진응답을 평가하는데 있어 교대진동계는 상당히 중요한 의미를 갖는다. 그러므로 교량구조물의 지진거동을 보다 정확하게 분석하기 위해서는 교대진동계가 반드시 포함되어야 하며, 교대와 인접한 토체조건에 따른 교대의 비선형 거동특성이 고려되어야 할 것으로 판단된다. 또한 현행 도로교설계

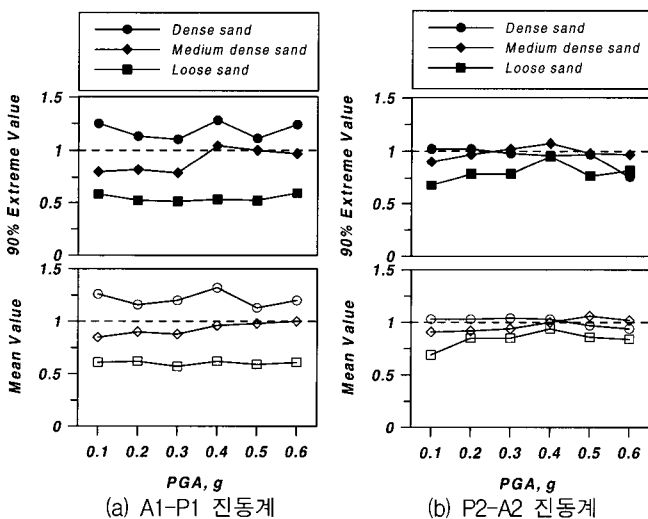


그림 8 토체조건에 따른 교대진동계와 인접한 교각진동계간 최대상대거리의 응답비

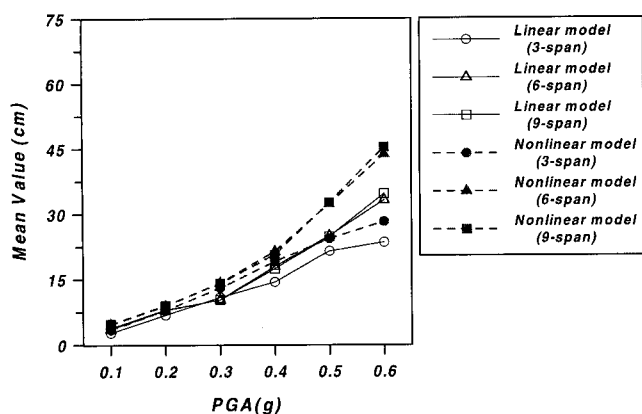


그림 9 A1 교대진동계와 인접한 교각진동계사이의 최대상대거리(춤흔한 모래)

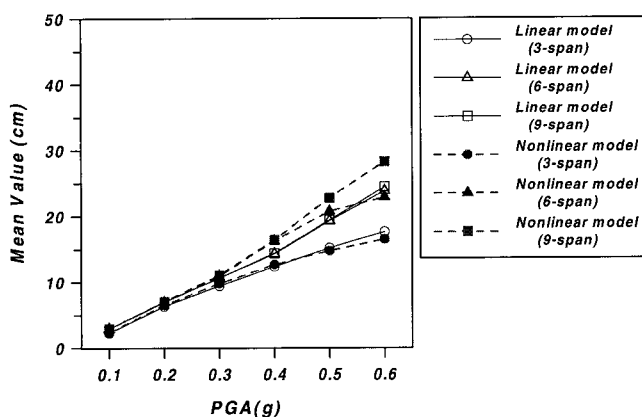
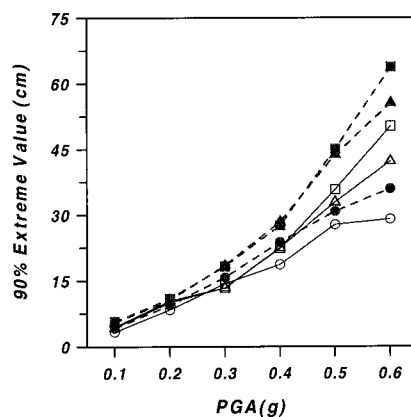
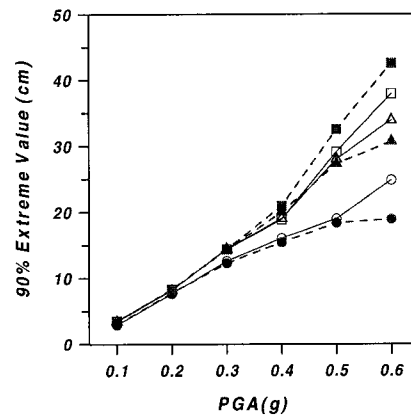


그림 10 A2 교대진동계와 인접한 교각진동계사이의 최대상대거리(춤흔한 모래)



기준의 내진설계편에서 제시하고 있는 일정강성을 적용할 경우에는 지반조건과 최대지반가속도의 수준에 따라 지반의 동적탄성계수를 합리적으로 적용해야 할 것으로 판단된다.

5. 결 론

본 연구에서는 교대의 비선형 거동은 물론 교량구조물의 지진거동특성에 영향을 미치는 다양한 영향인자들을 고려할 수 있도록 개발된 다자유도 교량해석모형을 이용하여 교대의 비선형 거동이 전체적인 교량구조물의 지진응답에 미치는 영향을 평가하였다. 교대의 비선형 거동의 영향을 분석하기 위하여 상대적인 선형교대모형의 결과와 비교하였다. 본 연구를 통하여 얻어진 결론은 다음과 같다.

1. 교량구조물의 지진거동특성은 다양한 토체조건 및 교대의 모형화 방법에 따라 상당한 차이를 보이는 것으로 나타났다. 전체적인 지진응답의 크기 또한 교대의 거동특성에 따라 지배적인 영향을 받는 것으로 분석되었다. 그러므로 교량구조물의 보다 정확한 지진응답을 예측하기 위해서는 교대를 포함한 전체 교량구조물을 대상으로한 지진거동분석이 수행되어야 할 것으로 판단된다.
2. 교대진동계의 모형화 방법에 따른 교량구조물의 지진응답 중에서 인접 진동계간 최대상대거리는 토체조건에 따라 비선형 모델을 적용한 경우와 선형 모델을 적용한 경우가 큰 차이를 보이며, 전체 교량구조물의 최대상대거리

가 발생하는 위치, 즉 낙교의 발생가능성이 가장 큰 A1 교대와 인접한 교각진동계사이에서의 최대상대거리는 30%~50%까지도 차이를 보이는 것으로 분석되었다. 그러므로 현행 도로교설계기준에서 규정하고 있는 일정강성을 이용한 모델을 적용할 경우 전체 교량구조물의 낙교위험도가 토체조건에 따라 상당히 과소 또는 과대평가 될 수 있다.

3. 춤흔한 모래의 토체조건을 갖는 다경간 단순형 교량구조물에 있어서 인접한 진동계간의 최대상대거리는 경간수에 관계없이 비선형 모델을 적용한 경우가 상당히 큰 것으로 나타났으며, 또한 경간수가 증가함에 따라 응답이 증가하는 것으로 분석되었다. 결과적으로 교대의 거동특성이 전체 교량구조물의 지진응답에 미치는 영향은 경간수가 증가할수록 더 클 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 서울대학교 지진공학연구센터를 통한 한국과학재단 우수연구센터 지원 및 1999년도 두뇌한국21 핵심분야사업 지원으로 수행되었음을 밝히며 이에 감사드립니다.

참고 문헌

1. Watanabe, E., Kajita, Y., Sugiura, K., Nagata, K., and

- Maruyama, T., "Pounding of adjacent superstructures of elevated bridges under severe earthquake", *Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering* 98, 1998.
2. Yang, Y. S., "Aspects of modeling of reinforced concrete bridge structures for dynamic time history analysis", PhD thesis, Univ. of California, San Diego, Calif., 1994.
 3. Kim, S. H., Lee, S. W., and Mha, H. S., "Dynamic Behaviors of Bridges Considering Pounding and Friction Effects under Seismic Excitations", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 10, No. 6, 2000, pp. 621-633.
 4. Siddharthan, R. V., El-Gamal, M., and Maragakis, E. A., "Stiffness of Abutments on Spread Footings with Cohesionless Backfill", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 34, 1997, pp. 686-697.
 5. 한국도로공사, 고속도로 교량의 내진설계 지침, 1996.
 6. 한국도로교통협회, 도로교설계기준, 2000.
 7. Das, B. M., *Principles of Foundation Engineering*, Fourth edition, International Thomson Publishing Asia, 1999.
 8. Maron, M. J. and Lopez, R. J., *Numerical Analysis: A Practical Approach*, Wadsworth, Inc., CA, 1991.
 9. 김상효, 마호성, 원정훈, "거더간 충돌을 고려한 지진하중을 받는 교량의 동적거동분석", 한국전산구조공학회 논문집, 제12권, 제3호, 1999, pp. 509-518.
 10. Gasparini, D. A. and Vanmarcke, E. H., "Evaluation of Seismic Safety of Buildings Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra", Massachusetts Ins. of Technology, Report 2, 1976.