

교대인접토체의 특성에 따른 강성저하를 고려한 교량시스템의 지진거동분석

Dynamic Behaviors of a Bridge under Seismic Excitations Considering Stiffness Degradation with Various Abutment-Soil Conditions

김 상 효* 마 호 성** 경 규 혁*** 이 상 우****
Kim, Sang-Hyo Mha, Ho-Seong Kyung, Kyu-Hyuk Lee, Sang-Woo

ABSTRACT

The seismic behaviors of a bridge system with several simple spans are examined to see the effects of the longitudinal stiffness degradation due to abutment-soil interaction. The abutment-backfill system is modeled as one degree-of-freedom-system with nonlinear spring and linear damper. Various soil conditions surrounding the abutment such as loose sand, medium dense sand, and dense sand are considered in the bridge seismic analysis. The idealized mechanical model for the whole bridge system is modeled by adopting the multiple-degree-of-freedom system, which can consider components such as pounding phenomena, friction at the movable supports, rotational and translational motions of foundations, and the nonlinear pier motions. The stiffness of the abutment is found to be rapidly reduced at the beginning of the earthquakes, and to be converged to constant values shortly after the displacement approaches to the predefined critical values. It is observed that the maximum relative distances and maximum relative displacements are generally increased as the relative density of a soil decreases. As the peak ground acceleration increases, the response ratio of the case considering stiffness degradation to the case considering constant stiffness decreases.

1. 서 론

기존의 교량구조물에 대한 상세한 지진거동분석은 기존 교량은 물론 내진설계된 신설 교량의 내진안전성 평가를 위한 중요한 기초자료로서 활용될 수 있으며, 특히 기존 교량의 경우, 다양한 보수/보강방법의 효율성을 평가할 수 있는 유용한 정보를 제공할 수 있다. 교량구조물의 지진거동 분석시 고려되어야 하는 가장 중요한 요소로는 인접한 구조물 또는 구조요소들 간의 상호작용이다. 예를 들어, 단순지지된 다경간 교량시스템은 여러 진동계로 구성된 하나의 시스템으로 표현될 수 있으며, 지진하중 작용시 인접한 진동계들간의 상호작용에 의해 상당히 복잡한 거동특성을 나타내게 된다. 이러한 교량시스템에서 발생하는 인접 진동계간 상호작용의 대표적인 예로는 상부구조간의 충돌현상, 상부구조와 가동단의 마찰현상, 기초의 운동, 그리고 인접토체에 따른 교대의 운동 등이 있다. 특히 교량시스템을 구성하는 교각진동계가 상대적으로 유사한 진동특성을 갖는 경우 교대진동계의 진동특성은 전체적인 교량시스템의 거동특성에 지배적인 영향을 미치게 되므로 교대와 인접한 토체사이의 상호작용은 고려되어야 하는 중요한 요소가 된다.

지진하중에 의한 전체적인 교량시스템의 응답특성 분석시 교대-토체시스템을 모형화하기 위한 단순하면서

* 연세대학교 사회환경건축공학부 교수, 정회원
** 호서대학교 토목공학과 전임강사, 정회원
*** 현대건설 사원
**** 연세대학교 토목공학과 박사과정

도 경제적인 방법은 비선형 강성과 감쇠를 가진 병진스프링을 도입하는 것이다⁽¹⁾. 교대의 강성특성을 지배하는 인자들로는 지반조건과 작용응력에 따른 토체의 거동, 교대의 크기, 그리고 교대에 작용하는 상부하중 등이 있다. 따라서 임의의 결정된 교량시스템에 대해 교대-토체시스템의 비선형 강성은 특히 지반조건에 의존하게 되므로 교량시스템의 응답특성을 보다 정확하게 평가하기 위해서는 다양한 지반조건에 따른 교대-토체시스템의 강성특성을 규명하는 것이 우선적으로 필요하다.

본 연구에서는 다양한 인접토체의 조건에 따른 교대-토체시스템의 비선형 강성특성을 우선적으로 결정하였으며, 이를 바탕으로 교대-토체시스템의 비선형 거동이 지진하중을 받는 전체적인 교량시스템에 미치는 영향을 분석하였다. 단, 교대의 인접토체는 사질토만을 대상으로 하였으며, 상대밀도에 따라 느슨한 모래, 중간밀도의 모래, 그리고 촘촘한 모래로 분류하여 해석을 수행하였다.

2. 교량시스템의 모형화

지진하중을 받는 교량시스템의 거동특성은 각 구성요소들의 자체적인 거동특성 뿐만 아니라 각 구성요소들의 상호작용 등에 의해 지배를 받으며, 대표적인 영향요소로는 교대-토체시스템의 상호작용, 인접한 진동계간의 충돌, 가동단에서의 마찰 등이 있다. 특히 교대-토체시스템의 상호작용은 비선형 토체거동으로 인하여 교대의 강성저하를 유발하므로 교량시스템의 지진거동분석시 고려되어야 하는 중요한 요소가 된다. 따라서 본 연구에서는 지진하중을 받는 교대-토체시스템의 강성저하특성 및 교대-토체시스템의 강성저하가 전체적인 교량시스템의 거동특성에 미치는 영향을 분석하기 위하여 그림 1에서 보여지는 바와 같이 지간장 35m의 3경간 단순 강판형교를 대상교량으로 선정하였다. 교각형식은 bent type의 원형교각이며, 교각높이는 동일하게 12m이다. 교대형식은 seat type의 교대로 교대높이는 6.5m이고, 교대와 벽면 및 노면과의 경사각은 0°로 가정하였다.

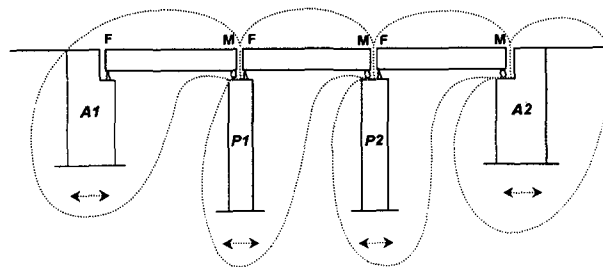


그림 1. 대상 교량시스템

전체적인 교량시스템의 해석모형은 교축방향의 거동특성에 영향을 미치는 구성요소들, 즉 교대-토체의 상호작용에 의한 교대의 강성저하, 인접 진동계간의 충돌, 가동단에서의 마찰, 기초의 운동, 그리고 RC교각의 비선형성 등을 고려할 수 있도록 그림 2와 같이 단순화하였다. 여기서, 교각진동계(그림 1의 P1, P2진동계)는 인접 진동계간의 충돌과 마찰효과를 고려하기 위하여 4자유도(상부구조의 교축방향변위, 교각상부에서의 변위, 기초의 병진변위, 그리고 회전변위)를 갖는 것으로 고려하였으며, 교대진동계(A1, A2)는 교대의 강성저하 특성을 반영하기 위해서 단자유도(교축방향으로의 병진변위)를 갖는 것으로 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, m_8 은 기초의 회전관성질량, 그리고 m_{A1}, m_{A2} 은 교대의 질량이다. 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, 그리고 K_{A1}, K_{A2} 과 C_{A1}, C_{A2} 은 교대의 강성과 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, $S_{1.5}, S_{5.9}, S_{9.A2}$ 과 $C_{1.5},$

$C_{5,9}$, $C_{9,A2}$ 은 충돌요소의 강성과 감쇠, 그리고 $d_{1,5}$, $d_{5,9}$, $d_{9,A2}$ 는 인접 진동계간의 여유공간이다. u_i 는 각 진동계에 존재하는 자유도에서의 지반에 대한 상대변위이며, \dot{u}_{gi} 는 지반가속도이다.

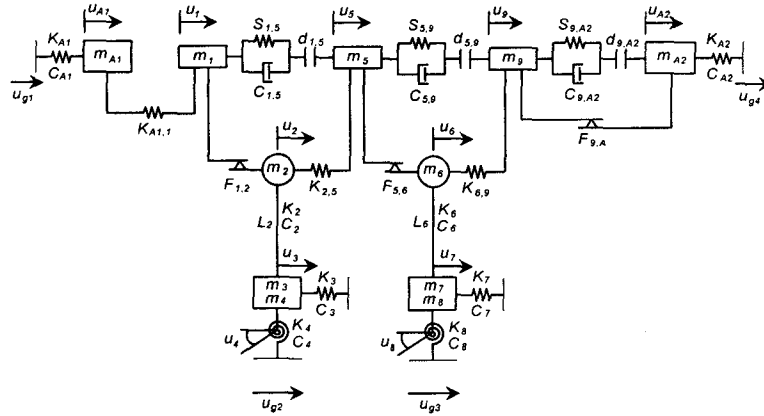


그림 2. 이상화된 교량해석모형

교대-토체의 상호작용으로 인한 교대의 강성저하특성은 그림 3에서 보여지는 바와 같이 비선형 강성 ($K_A(x)$)과 감쇠(C_A)를 갖는 단자유도 시스템을 이용하여 고려하였다. 교대의 비선형 강성은 하중-변위관계로부터 구할 수 있으며, 교대의 하중-변위관계는 그림 4에 나타난 것과 같이 주어진 교축방향변위(δ_L), 병진과 회전이동의 합)에 대해 하중 평형방정식을 만족시키는 교축방향하중(P_L)을 결정함으로써 구할 수 있다⁽¹⁾.

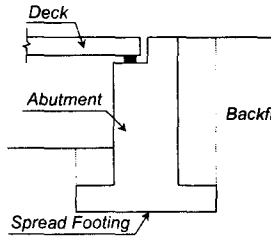


그림 3. 교대의 모형화

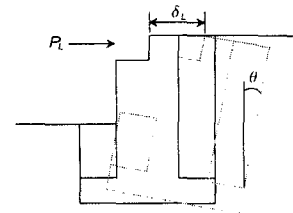
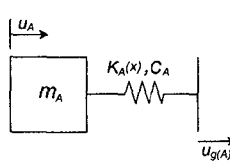


그림 4. 교대의 교축방향이동

인접 진동계간의 충돌현상은 그림 2에 나타난 것과 같이 두 진동계사이에 탄성의 스프링과 감쇠장치를 갖는 충돌요소를 이용하여 모형화하였으며, 충돌요소의 스프링강성과 감쇠장치는 두 진동계사이의 여유공간을 초과하는 경우에만 작용하는 것으로 고려하였다⁽²⁾. 가동단에서의 마찰효과는 가동단에 가해지는 수직하중에 비례하고, 작용방향은 활동속도에 의해 결정되는 Coulomb 마찰모형을 이용하여 고려하였으며, 마찰력은 정지상태로부터 미소한 상대속도, ϵ 까지는 선형적으로 증가하며, 활동상태에서는 일정한 값(수직하중과 마찰계수의 곱)을 갖는 것으로 가정하였다⁽³⁾. 또한 지진하중의 작용과 그로 인해 발생하는 변위의 증가에 따라 나타나는 철근콘크리트 교각의 비선형거동을 반영하기 위해서 기하학적 비선형성을 나타내는 P- Δ 효과와 재료적 비선형성을 고려할 수 있는 히스테리시스모형을 적용하였으며, 히스테리시스모형의 변수들은 철근 콘크리트교각에 대해 수치적으로 구한 하중-변위관계로부터 결정하였다. 교각의 기초는 병진과 회전강성을 갖는 선형-탄성스프링과 감쇠장치를 갖는 것으로 고려하였다⁽⁴⁾. 여기서, 교각기초의 병진 및 회전방향으로의 강성은 도로교표준시방서의 내진설계편(1996)에서 규정하고 있는 방법을 이용하여 결정하였다⁽⁵⁾.

3. 지반특성에 따른 교대의 강성결정

교대의 강성은 인접한 지반의 종류 및 상태에 따라 달라질 수 있으며, 이를 해석에 반영하기 위해서는 다양한 지반물성에 대한 교대의 강성저하특성을 합리적으로 평가할 수 있어야 한다. 본 연구에서는 양질의 사질토지반을 대상으로 하였으며, 상대밀도에 따라 느슨한 모래, 중간밀도의 모래, 그리고 촘촘한 모래로 분류하여 각각의 토체조건에 대해 교대의 강성을 평가하여 보았다. 각 토체조건에 대해 본 연구에서 적용한 물성치를 살펴보면 다음과 같다. 느슨한 모래의 경우는 내부마찰각 30° , 표준관입치 5-10, 상대밀도 5-30%로 가정하였으며, 중간밀도의 모래와 촘촘한 모래에 대하여는 각각 내부마찰각 37° 와 45° , 표준관입치 10-30과 40-50, 상대밀도 30-60%와 60-90%를 적용하였다. 또한 교축방향변위에 따른 수동 및 주동토압계수는 그림 5를 이용하여 구하였다⁽⁶⁾.

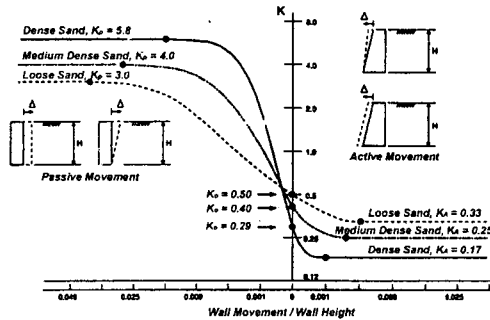


그림 5. 교축방향변위에 대한 토압계수의 관계

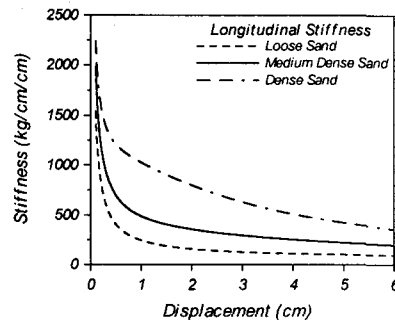


그림 6. 교대의 교축방향강성

교대의 교축방향강성은 앞서 언급한 바와 같이 주어진 교대의 교축방향변위를 발생시키는 교대상부에 작용하는 하중의 관계로부터 얻을 수 있다. 그림 6은 본 연구에서 적용한 평형방정식으로부터 수치적으로 구한 하중-변위관계로부터 얻어진 뒷채움재방향으로의 교대의 단위폭당 강성(수동강성)을 나타낸 것이다. 그림 6의 결과로부터 교대의 강성은 지진하중 작용초기에 급격하게 저하하는 것으로 나타났으며, 인접토체의 상대밀도가 클수록 초기의 강성저하율은 완만한 것으로 나타났다. 또한 교대의 구조물방향으로의 강성(주동강성)은 기존의 연구결과를 바탕으로 수동강성보다 10배 정도 작은 강성을 적용하였다⁽⁷⁾. 단, 교대의 강성이 저하되기 시작하면 저하된 강성은 회복되지 않으며, 임계변위에 도달한 후의 강성은 변위에 관계없이 일정한 값을 유지하는 것으로 가정하였다. 본 연구에서 적용한 토체조건에 따른 임계변위는 표 1과 같다⁽⁸⁾. 여기서, H 는 교대저면으로부터의 뒷채움재 높이이다.

표 1. 모래의 상대밀도에 따른 정규화된 임계변위

| 모래의 상대밀도 | δ_c / H | |
|----------|----------------|------|
| | 주동상태 | 수동상태 |
| 느슨한 모래 | 0.004 | 0.04 |
| 중간밀도 모래 | 0.002 | 0.02 |
| 촘촘한 모래 | 0.001 | 0.01 |

4. 결과분석

본 연구에서는 교대인접토체의 특성에 따라 결정된 교대-토체시스템의 비선형 강성특성을 바탕으로 교대-토체시스템의 비선형 거동이 지진하중을 받는 전체적인 교량시스템에 미치는 영향을 분석하였으며, 각 토체조건에 대하여 일정강성을 적용한 경우와 강성저하를 고려한 경우에 대하여 응답특성을 비교·분석하였다. 입력하중으로는 널리 사용되고 있는 SIMQKE 프로그램⁽⁹⁾을 이용하여 현행 도로교표준시방서 (1996)⁽⁵⁾에서 제시하고 있는 설계응답스펙트럼에 일치하도록 모의 발생시킨 인공지진이력으로 최

대지반가속도 0.1g~0.6g의 범위에 대하여 적용하였다. 충돌요소의 강성과 감쇠는 기존의 민감도 분석을 통하여 구한 값을 사용하였고⁽²⁾, 인접 진동계간의 여유공간은 5cm를 적용하였다. 가동단에서의 마찰계수는 현행 도로교표준시방서에서 제시하고 있는 값($\mu=0.05$)을 이용하였다. 일정강성을 적용한 경우에 있어서 교대-토체시스템은 2자유도(병진변위와 회전변위)를 갖는 것으로 모형화하였으며⁽³⁾, 각 토체조건에 대하여 적용한 병진 및 회전에 의한 강성은 현행 도로교표준시방서에서 제시하고 있는 방법을 이용하여 결정하였다.

그림 7은 각각의 토체조건에서 일정강성을 적용한 경우와 교대의 강성저하를 고려한 경우에 대한 P1진동계의 지반에 대한 상대변위의 시간이력도를 나타낸 것으로 이 때의 작용하중은 0.5g의 최대지반가속도를 갖는 지진이력이다. 그림 7에서 알 수 있듯이 각 토체의 종류에 따라 응답특성 및 크기가 상당히 다른 것으로 나타났으며, 각 토체조건에 있어서도 일정강성을 적용한 경우와 강성저하를 고려한 경우의 응답크기 및 특성도 서로 상이한 경향을 보이는 것으로 나타났다. A1-P1진동계간의 상대거리에 대한 시간이력도를 나타낸 그림 8에서도 그림 7의 경우와 마찬가지로 각 토체의 종류에 따라, 그리고 동일한 토체조건에 대해 교대강성의 모형에 따라 현저히 다른 응답특성을 보이는 것으로 나타났다.

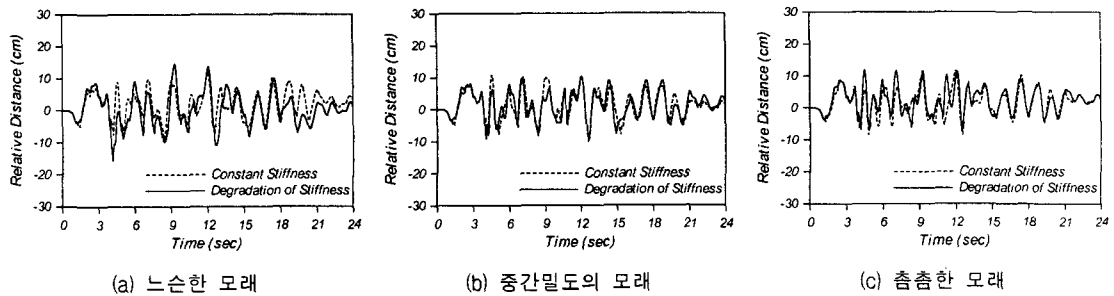


그림 7. P1진동계의 지반에 대한 상대변위의 응답이력 (0.5g)

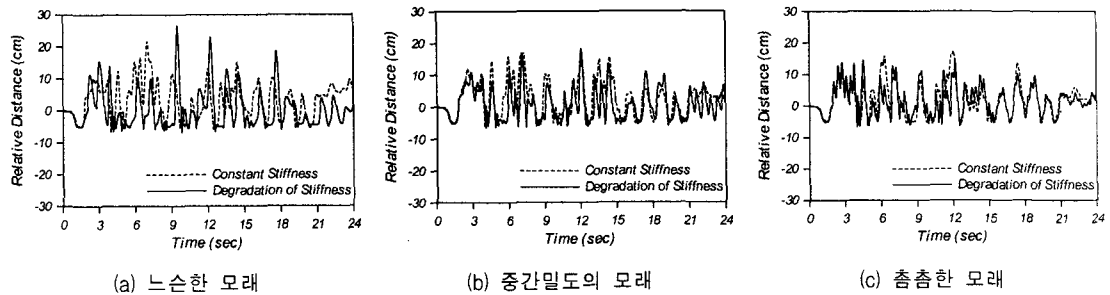


그림 8. A1-P1진동계간의 상대거리 응답이력 (0.5g)

표 2~표 4는 최대지반가속도 0.1g~0.6g에 대하여 각 진동계의 지반에 대한 최대상대변위의 평균값(10개의 모의분석결과의 평균값)을 나타낸 것이다. 교대진동계(A1, A2진동계)를 살펴보면, 느슨한 모래의 경우는 강성저하를 고려한 경우의 응답이 일정강성을 적용한 경우의 응답에 비해 상당히 증가하는 것으로 나타났으며, 모래의 상대밀도가 증가함에 따라 최대지반가속도가 큰 경우에는 오히려 일정강성을 적용한 경우의 응답이 크게 나타나는 것으로 밝혀졌다. 이러한 경향은 지반에 대한 최대상대변위의 응답비(각 토체조건에서의 일정강성을 고려한 경우에 대한 강성저하를 고려한 경우의 응답비)를 도시한 그림 9를 통해서도 쉽게 파악할 수 있다. 모래의 상대밀도 증가에 따른 응답의 감소경향을 분석해보면, 강성저하를 고려한 경우의 응답감소율이 일정강성을 적용한 경우에 비해 상당히 크게 평가되고 있다. 교각진동계(P1, P2진동계)의 경우, 강성저하를

고려한 경우의 모래의 상대밀도에 따른 응답특성은 대체로 교대진동계와 유사한 경향을 보이고 있으나, 일정강성을 적용한 경우의 응답은 토체의 상대밀도에 관계없이 거의 동일한 수준으로 평가되고 있다.

표 5~표 7은 최대지반가속도 0.1g~0.6g에 대하여 인접 진동계간 최대상대거리의 평균값(10개의 모의분석 결과의 평균값)을 나타낸 것이며, 그림 10은 최대상대변위의 응답비(각 토체조건에서의 일정강성을 고려한 경우에 대한 강성저하를 고려한 경우의 응답비)를 나타낸 것이다. 교대-교각진동계(A1-P1, P2-A2진동계)를 살펴보면, 강성저하를 고려한 경우의 응답은 앞서의 결과와 마찬가지로 모래의 상대밀도가 증가함에 따라 감소하는 것으로 나타났으나, 일정강성을 고려한 경우에는 모래의 상대밀도에 관계없이 유사한 수준의 응답을 갖는 것으로 나타났다. 또한 전체적으로 강성저하를 고려한 경우의 응답이 일정강성을 적용한 경우보다는 큰 것으로 분석되었으나, 중간밀도의 모래나 촘촘한 모래의 경우는 큰 최대지반가속도에서 일정강성을 고려

표 2. 각 진동계의 최대상대변위 (느슨한 모래)

(단위 : cm)

| 최대지반 가속도 | A1 | | P1 | | P2 | | A2 | |
|-------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | 일정 강성 | 강성 저하 | 일정 강성 | 강성 저하 | 일정 강성 | 강성 저하 | 일정 강성 | 강성 저하 |
| 0.1g | 1.15 | 4.08 | 2.61 | 3.18 | 2.29 | 2.91 | 0.50 | 2.47 |
| 0.2g | 2.99 | 7.58 | 6.78 | 7.59 | 6.09 | 6.88 | 0.96 | 4.64 |
| 0.3g | 5.77 | 11.14 | 9.22 | 10.72 | 9.11 | 10.65 | 2.18 | 6.94 |
| 0.4g | 8.46 | 14.70 | 12.56 | 13.90 | 10.92 | 13.50 | 3.50 | 8.27 |
| 0.5g | 11.86 | 18.22 | 15.70 | 17.29 | 11.90 | 15.93 | 5.05 | 10.76 |
| 0.6g | 14.40 | 21.41 | 17.69 | 19.78 | 14.15 | 17.97 | 6.69 | 12.23 |

표 5. 인접진동계간의 최대상대거리 (느슨한 모래)

(단위 : cm)

| 최대지반 가속도 | A1 - P1 | | P1 - P2 | | P2 - A2 | |
|-------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | 일정 강성 | 강성 저하 | 일정 강성 | 강성 저하 | 일정 강성 | 강성 저하 |
| 0.1g | 2.70 | 5.59 | 0.66 | 0.59 | 2.24 | 4.90 |
| 0.2g | 8.12 | 11.43 | 1.22 | 1.21 | 6.11 | 10.20 |
| 0.3g | 12.38 | 16.79 | 3.62 | 4.57 | 9.33 | 15.15 |
| 0.4g | 17.01 | 22.56 | 5.12 | 7.98 | 11.73 | 18.02 |
| 0.5g | 22.42 | 28.49 | 7.37 | 10.85 | 13.94 | 20.42 |
| 0.6g | 26.40 | 33.37 | 11.24 | 13.75 | 17.06 | 21.74 |

표 3. 각 진동계의 최대상대변위 (중간밀도의 모래)

(단위 : cm)

| 최대지반 가속도 | A1 | | P1 | | P2 | | A2 | |
|-------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | 일정 강성 | 강성 저하 | 일정 강성 | 강성 저하 | 일정 강성 | 강성 저하 | 일정 강성 | 강성 저하 |
| 0.1g | 1.08 | 2.24 | 2.65 | 2.86 | 2.29 | 2.71 | 0.46 | 1.03 |
| 0.2g | 2.62 | 4.62 | 6.65 | 6.89 | 5.82 | 6.21 | 0.92 | 2.31 |
| 0.3g | 5.09 | 7.21 | 9.40 | 10.05 | 9.00 | 9.15 | 2.07 | 3.85 |
| 0.4g | 7.78 | 8.42 | 13.08 | 12.29 | 11.19 | 10.86 | 3.25 | 4.90 |
| 0.5g | 10.87 | 10.81 | 15.63 | 13.60 | 12.77 | 12.80 | 4.99 | 6.35 |
| 0.6g | 13.73 | 12.65 | 18.22 | 16.70 | 14.51 | 14.52 | 5.99 | 7.59 |

표 6. 인접진동계간의 최대상대거리 (중간밀도의 모래)

(단위 : cm)

| 최대지반 가속도 | A1 - P1 | | P1 - P2 | | P2 - A2 | |
|-------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | 일정 강성 | 강성 저하 | 일정 강성 | 강성 저하 | 일정 강성 | 강성 저하 |
| 0.1g | 2.58 | 4.05 | 0.65 | 0.52 | 2.32 | 3.09 |
| 0.2g | 7.75 | 9.25 | 1.37 | 2.27 | 5.81 | 7.13 |
| 0.3g | 11.97 | 13.89 | 3.52 | 5.63 | 9.29 | 10.69 |
| 0.4g | 16.72 | 17.30 | 5.13 | 6.84 | 11.76 | 12.42 |
| 0.5g | 20.96 | 20.53 | 6.46 | 9.46 | 14.54 | 14.83 |
| 0.6g | 25.05 | 24.91 | 8.80 | 11.64 | 16.47 | 16.35 |

표 4. 각 진동계의 최대상대변위 (촘촘한 모래)

(단위 : cm)

| 최대지반 가속도 | A1 | | P1 | | P2 | | A2 | |
|-------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | 일정 강성 | 강성 저하 | 일정 강성 | 강성 저하 | 일정 강성 | 강성 저하 | 일정 강성 | 강성 저하 |
| 0.1g | 0.82 | 1.01 | 2.53 | 2.69 | 2.16 | 2.49 | 0.26 | 0.48 |
| 0.2g | 1.80 | 2.31 | 6.10 | 6.82 | 5.86 | 6.26 | 0.51 | 1.07 |
| 0.3g | 3.28 | 3.54 | 8.91 | 9.45 | 9.15 | 9.10 | 1.17 | 1.67 |
| 0.4g | 5.25 | 4.72 | 12.61 | 12.39 | 10.41 | 10.00 | 2.01 | 2.25 |
| 0.5g | 7.76 | 5.72 | 14.94 | 14.57 | 13.16 | 11.89 | 2.99 | 2.74 |
| 0.6g | 9.46 | 6.93 | 17.33 | 16.70 | 14.14 | 12.97 | 4.04 | 3.58 |

표 7. 인접진동계간의 최대상대거리 (촘촘한 모래)

(단위 : cm)

| 최대지반 가속도 | A1 - P1 | | P1 - P2 | | P2 - A2 | |
|-------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | 일정 강성 | 강성 저하 | 일정 강성 | 강성 저하 | 일정 강성 | 강성 저하 |
| 0.1g | 2.58 | 3.13 | 0.63 | 0.48 | 2.13 | 2.80 |
| 0.2g | 7.02 | 8.27 | 0.91 | 1.28 | 5.74 | 6.72 |
| 0.3g | 10.95 | 11.16 | 2.79 | 4.22 | 9.28 | 9.42 |
| 0.4g | 15.52 | 14.95 | 4.49 | 5.72 | 10.67 | 10.69 |
| 0.5g | 19.67 | 17.00 | 4.68 | 6.17 | 14.02 | 12.60 |
| 0.6g | 23.15 | 19.57 | 7.73 | 6.40 | 15.08 | 14.00 |

한 경우의 응답이 오히려 크게 평가되는 것으로 분석되었다. 교각-교각진동계(P1-P2진동계)의 경우는 토체의 종류에 관계없이 대체로 강성저하를 고려한 경우의 응답이 일정강성을 적용한 경우의 응답보다 다소 크게 평가되었으나(그림 10), 교각-교각진동계의 응답수준이 교대-교각진동계의 경우에 비해 상대적으로 낮기 때문에 낙교거동과 같은 상대응답거동에 미치는 영향은 적을 것으로 판단된다. 이상의 결과로부터 지진하중에 의한 교대인접토체의 조건에 따른 교대의 강성저하특성은 전체적인 거동특성에 상당한 영향을 미치는 것으로 나타났으며, 특히 중·약진정도의 지진하중에 의한 응답특성을 살펴보면, 전체적으로 일정강성을 적용한 모형의 응답이 강성저하를 고려한 모형에 비해 과소평가되는 경향을 보이는 것으로 나타났다. 따라서 지진하중을 받는 교량시스템의 전체적인 거동특성을 보다 정확하게 분석하기 위해서는 교대인접토체의 조건에 따른 교대의 강성저하특성을 고려할 수 있는 효율적인 방법론이 개발되어야 할 것으로 판단된다. 또한 현행 도로교표준시방서에서 제시하고 있는 일정강성을 적용할 경우에는 지반조건과 최대지반가속도의 수준에 따라 지반의 동적탄성계수를 합리적으로 적용해야 할 것으로 판단된다.

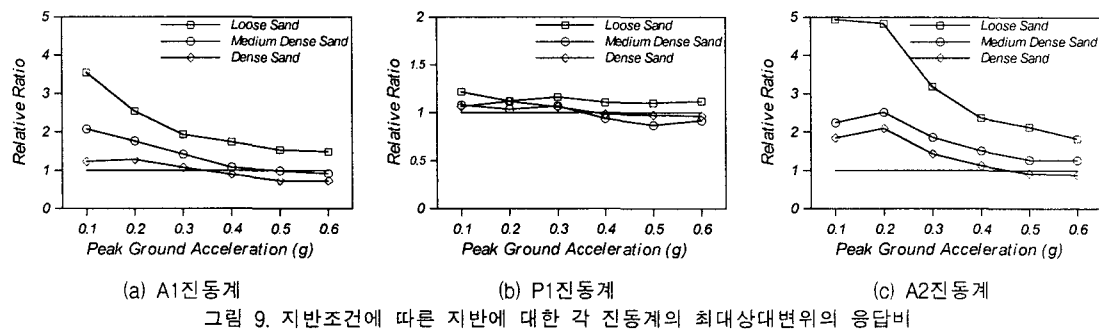


그림 9. 지반조건에 따른 지반에 대한 각 진동계의 최대상대변위의 응답비

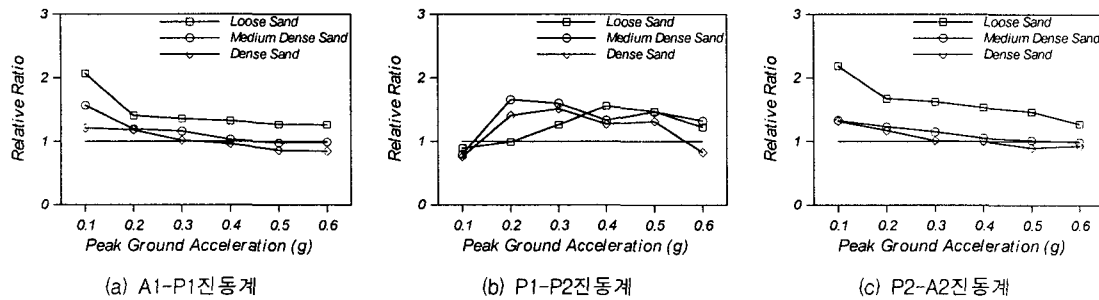


그림 10. 인접 진동계간의 최대상대거리의 응답비

5. 결 론

본 연구에서는 지진하중을 받는 교량시스템에서 유효지속시간동안에 발생하는 교대-토체시스템의 강성저하특성을 분석하였으며, 다양한 교대인접토체의 특성에 따른 강성저하특성을 교량시스템에 적용함으로써 교대-토체시스템의 비선형 거동이 교량시스템의 전체적인 지진거동에 미치는 영향을 분석하였다. 또한 다양한 최대지반가속도를 갖는 지진하중에 대하여 교대의 강성을 현행 도로교표준시방서에서 규정하고 있는 일정강성을 적용한 경우와 강성저하를 고려한 경우의 응답특성을 비교·분석하였다. 본 연구를 통하여 얻어진 결론은 다음과 같다.

1. 교대의 교축방향강성은 지진하중 작용초기에 급격하게 저하하는 것으로 나타났으며, 교대인접토체의 상대밀도가 클수록 초기의 강성저하율은 완만한 것으로 분석되었다. 반면에 토체의 상대밀도가 작을수록

교대의 교축방향변위는 짧은 시간내에 임계변위에 도달하는 것으로 나타났다.

2. 교대의 강성저하를 고려한 교량시스템에서 인접 진동계간의 상대거리와 지반에 대한 각 진동계의 상대 변위는 느슨한 모래의 경우에 일정강성을 적용한 모형보다 교대의 강성저하를 고려한 모형의 응답이 크게 평가되었다. 이러한 응답수준의 차이는 최대지반가속도가 증가함에 따라 감소되며, 인접토체의 상대 밀도가 큰 경우에는 일정강성을 적용한 경우의 응답이 크게 평가되고 있다. 그러나 중·약진정도의 지진하중에 의한 응답특성은 전체적으로 일정강성을 적용한 경우가 강성저하를 고려한 경우에 비해 과소 평가되는 경향을 보이는 것으로 나타났다.
3. 일정강성을 적용한 경우의 교대인접토체의 상대밀도 증가에 따른 응답특성을 살펴보면, 교대-교각진동계(A1-P1, P2-A2진동계)의 최대상대거리와 교각진동계(P1, P2진동계)의 지반에 대한 최대상대변위는 모래의 상대밀도에 관계없이 유사한 응답수준으로 평가되고 있다.

본 연구의 결과로부터 교대와 인접토체의 상호작용으로 인한 교대의 강성저하는 전체적인 교량시스템의 지진거동특성에 영향을 미치며, 또한 교대인접토체의 조건에 따라 교대의 강성저하특성이 상당히 차이를 보이므로 현행시방서에서 규정하고 있는 일정강성으로는 일관성있는 거동평가가 어려운 것으로 판단된다. 따라서 향후 다양한 지반조건에 대한 교대의 거동특성을 평가할 수 있는 보다 실제적이고, 합리적인 방법론의 개발이 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

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

참고문헌

1. Siddharthan, R. V., El-Gamal, M., and Maragakis, E. A. (1997), "Stiffness of Abutments on Spread Footings with Cohesionless Backfill", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 34, pp. 686-697.
2. 김상효, 마호성, 원정훈 (1999), "거더간 충돌을 고려한 지진하중을 받는 교량의 동적거동분석", 한국전산구조공학회 논문집, 제12권 제3호, pp. 509-518.
3. 김상효, 마호성, 김성진, 이상우 (1999), "충돌 및 가동단 마찰을 고려한 지진하중을 받는 교량의 거동분석", 한국지진공학회 추계학술발표회 논문집, pp. 193-200.
4. 김상효, 마호성, 이상우 (1999). "교각 비선형거동 및 기초운동을 고려한 지진시 낙교위험분석", 대한토목학회 논문집, 제19권 제4호, pp. 571-580.
5. 건설교통부 (1996). "도로교표준시방서".
6. Barker, R. M., Duncan, J. M., Rojiani, K. B., Ooi, P. S. K., Tan, C. K., and Kim, S. G. (1991). "Manuals for the Design of Bridge Foundations", Transportation Research Board, Washington. D. C., NCHRP Report 343, pp. 129-131.
7. Hambly, E. C. (1991), "Bridge Deck Behaviour", E & FN SPON, 2nd edition, pp. 291-299.
8. Clough, G. W. and Duncan, J. M. (1991), "Foundation Engineering Handbook", 2nd edition, New York, pp. 223-235.
9. 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.