

R/C 교각의 비선형성을 고려한 교량시스템의 2방향 지진거동분석

Dynamic Behavior Analysis of a Bridge Considering Nonlinearity of R/C Piers under Bi-Directional Seismic Excitations

김상효* 마호성** 이상우*** 강정운****
Kim, Sang-Hyo Mha, Ho-Seong Lee, Sang-Woo Kang, Jeong-Woon

ABSTRACT

An analysis procedure of 2-dimensional bridge dynamics has been developed by using force - deformation model, which simulates the pier motion under biaxial bending due to the bi-directional input seismic excitations. A three-dimensional mechanical model is utilized, which can consider the other major phenomena such as pounding, rotation of the superstructure, abutment stiffness degradation, and motions of the foundation motions. The bi-directional dynamic behaviors of the bridge are then examined by investigating the relative displacements of each oscillator to the ground. It is found that the nonlinearity of the pier due to the biaxial bending affects the pier motions, but the global bridge behaviors are greatly governed by the pounding phenomena and stiffness degradation of the abutment-backfill system. Especially, the relative displacement of the abutment system (A2) with movable supports to the ground is increased about 30% due to the abutment stiffness degradation.

1. 서 론

일반적으로 구조물에 작용하는 지진하중은 그 방향성이 불규칙하며 단순한 1방향이 아닌 3차원적 3방향의 특징을 보인다. 따라서 지진에 의한 지반운동은 2방향 수평성분(교축 및 교축직각방향)과 1방향 연직성분으로 표현될 수 있다. 대부분의 실제 교량설계에서는 연직방향성분에 의한 영향이 크지 않기 때문에 이를 무시하고 지진하중을 2방향 수평하중으로 고려하여 설계하고 있다. 그러나 2방향 지진하중특성을 고려한 교량설계에 있어서도 2방향 수평하중을 동시에 적용하는 것이 아니라, 교량의 교축과 교축직각방향에 대한 각각 별도의 해석을 실시한 후 이로부터 얻어진 결과의 조합에 의해 2방향 지진하중의 효과를 고려하고 있다^[1]. 실제 교량시스템의 지진거동을 보다 근사하게 분석하기 위해서는 두 직교방향에 대한 지반운동의 영향을 동시에 고려할 수 있는 2방향 해석이 필요하다.

교량시스템에 2방향 지진하중이 작용할 경우, 교량시스템의 전체적인 거동특성을 지배하게 되는 대표적인 영향인자들로써는 2축 휨에 따른 교각의 비선형거동과 상부구조의 회전으로 인한 인접 진동계간 평면적 충돌현상 등이 있다^[2]. 교각의 2축 휨 거동은 교각이 탄성영역내에서만 거동을 할 경우 각각의 1축 휨에 의한 해석결과를 중첩(superposition)의 원리에 의해 구할 수 있으나, 교각이 탄성영역을 벗어나 소성변형이 발생한다면 각 축방향으로의 비선형거동 및 그로 인한 2축 휨

*연세대학교 사회환경·건축공학부 교수, 정회원
**호서대학교 건축토목학부 토목전공 전임강사, 정회원
***연세대학교 토목공학과 박사과정, 학생회원
****만영엔지니어링 사원

사이의 상호작용 등으로 인하여 단순한 중첩의 원리에 의해서는 구현될 수 없다. 그러므로 2축 휨의 탄소성변형 및 이로 인한 상호작용을 고려한 교각의 비선형거동을 반영하기 위해서는 새로운 2방향 해석모형이 필요하게 된다. 또한 인접한 상부구조사이에서는 2방향 지진하중에 의해 상부구조의 회전이 발생하게 되고, 이로 인해 상부구조의 모서리가 충돌하게 되는 평면적 충돌현상이 발생하게 된다. 그러므로 단순한 1차원적 충돌이 아닌 평면적 충돌현상을 반영할 수 있는 2차원 해석모형이 필요하다. 다른 영향인자로는 지반조건에 따른 기초의 운동 및 교대-뒷채움재 시스템의 비선형거동 등이 있으며, 이러한 인자들의 해석모형에 있어서도 2방향 지진하중에 의한 교축 및 교축직각방향 거동특성을 반영할 수 있는 2차원적 해석모형으로의 확장이 요구된다.

본 연구에서는 2방향 지진하중에 의해서 2축 휨을 받는 교각을 비선형 진동계로 모형화하고, 이것을 바탕으로 전체 교량시스템의 거동에 영향을 미칠 수 있는 인접 진동계간의 충돌, 받침의 변형, 교대 - 지반의 상호작용에 의한 교대의 강성저하 그리고 기초의 병진 및 회전운동 등을 고려할 수 있는 이상화된 다자유도 해석모형을 제시하였다. 또한 제시된 교량해석모형을 이용하여 2방향 지진하중을 받는 교량시스템의 동적응답특성을 분석하였다.

2. 교량시스템의 모형화

본 연구에서 고려한 교량시스템은 지간장 30m인 3경간 단순지진된 PSC 거더교이다(그림 1). 교각은 bent type으로 직경 1.95m인 2개의 R/C 원형기둥으로 이루어져 있으며, 교각높이는 동일하게 12m이다. 교각기초는 비교적 지반조건이 양호한 경우에 사용되는 직접기초이며, 기초의 교축과 교축직각방향 폭은 각각 6m와 14m이고, 높이는 2m이다. 교대는 seat type으로 확대기초 위에 놓여 있으며, 높이는 6.5m, 교축과 교축직각방향 폭은 각각 20m와 4m이다.

전체적인 교량해석모형은 2방향 지진하중을 받는 교량시스템의 동적거동특성에 영향을 미치는 다양한 인자들, 즉 2축 휨을 받는 R/C 교각의 비선형성, 인접한 상부구조간의 평면적 충돌현상, 교대 - 뒷채움재 시스템의 비선형성, 기초의 운동 등을 고려할 수 있도록 그림 2와 같이 단순화하였다. 그림 2에서 u 는 각 자유도에서의 지반에 대한 상대변위이며, u_g 는 각 기초위치에서의 지반변위이다. m , K , C 는 각 구조요소의 질량, 강성, 그리고 감쇠상수를 나타내며, S 는 충돌요소의 강성을 나타낸다. 또한 침자 T 와 R 은 각각 교축직각방향과 회전을 나타낸다.

2방향 지진하중에 의한 2축 휨을 받는 R/C 교각의 비선형 거동특성은 비교적 단순한 해석과정을 포함하고 있으며, 해석모형이 시험결과에 기초하여 해석값의 정확도도 비교적 높은 것으로 알려져 있는 힘 - 변위모형을 이용하여 반영하였다^[3]. 힘 - 변위 모형에서는 R/C 교각의 2방향 히스테리시스 특성을 다음과 같은 간단한 2개의 미분방정식으로 표현할 수 있다.

$$\begin{aligned} \dot{z}_x &= A \dot{u}_x - b |\dot{u}_x z_x| z_x - \gamma \dot{u}_x z_x^2 - b |\dot{u}_y z_y| - \gamma \dot{u}_y z_x z_y \\ \dot{z}_y &= A \dot{u}_y - b |\dot{u}_y z_y| z_y - \gamma \dot{u}_y z_y^2 - b |\dot{u}_x z_x| - \gamma \dot{u}_x z_y z_x \end{aligned} \quad (1)$$

여기서, z_x , u_x 와 z_y , u_y 는 각각 x 축, y 축의 히스테리시스 인자와 교각의 변위이며, A , b , γ 는 히스테리시스 곡선의 모양을 결정하는 무차원 상수이다.

R/C 교각의 전체 복원력은 식 (1)의 미분방정식으로부터 구한 히스테리시스 인자 z_x 와 z_y 에 의한 비선형 복원력과 선형 복원력의 합으로 구할 수 있다.

$$\begin{Bmatrix} Q_x \\ Q_y \end{Bmatrix} = \alpha [K] \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \end{Bmatrix} + (1-\alpha) [K] \begin{Bmatrix} z_x \\ z_y \end{Bmatrix} \quad (2)$$

여기서, Q_x 와 Q_y 는 x 축과 y 축에 관한 교각의 전체 복원력, $[K]$ 는 교각의 탄성강성행렬, α 는 항복이후의 강성비이다.

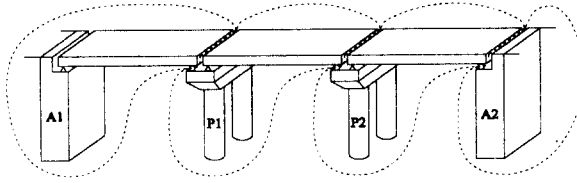


그림 1. 단순화한 대상 교량시스템

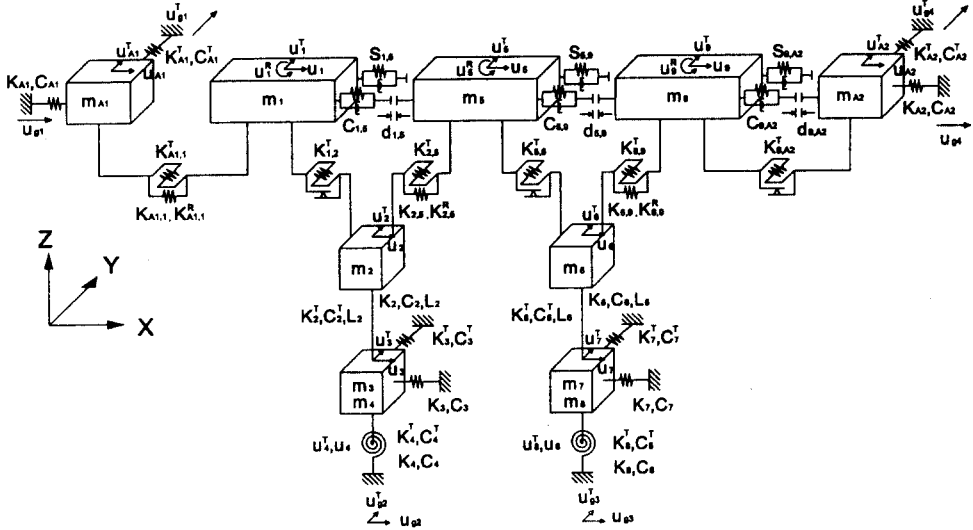


그림 2. 전체 교량시스템의 다자유도 해석모형

인접한 상부구조사이의 충돌현상은 교축직각방향으로의 상대변위차이에 의한 회전의 영향과 교축방향으로 발생하는 상대변위의 차이로 인해서 상부구조 양 끝단의 모서리부분에서 발생하게 된다 (그림 3). 본 연구에서는 상부구조의 회전 및 교축방향으로의 상대변위차이에 의한 평면적 충돌현상을 고려하기 위해서 그림 4와 같이 선형 - 탄성의 스프링과 감쇠장치를 갖는 충돌요소를 이용하였다. 그림 4에서 u_i, u_i^T 는 각각 질량 m_i 의 교축 및 교축직각방향의 지반에 대한 상대변위, u_{i+4}, u_{i+4}^T 는 각각 질량 m_{i+4} 의 교축 및 교축직각방향의 지반에 대한 상대변위, u_i^R, u_{i+4}^R 는 각각 질량 m_i, m_{i+4} 의 회전변위, w 는 상부구조의 폭, 그리고, $d_{i,i+4}$ 는 두 진동계사이의 여유공간이다. 충돌은 인접 진동계간의 상대거리가 여유공간 $d_{i,i+4}$ 를 초과하게 되면 발생하게 되므로 상부구조 양 끝단 모서리부분에서의 충돌발생조건은 아래의 식 (3)과 같이 표현할 수 있다.

$$\delta_{pi} = u_i + \frac{w}{2} u_i^R - u_{i+4} - \frac{w}{2} u_{i+4}^R + u_{g(i)} - u_{g(i+1)} - d_{i,i+4} \quad (3)$$

$$\delta_{mi} = u_i - \frac{w}{2} u_i^R - u_{i+4} + \frac{w}{2} u_{i+4}^R + u_{g(i)} - u_{g(i+1)} - d_{i,i+4}$$

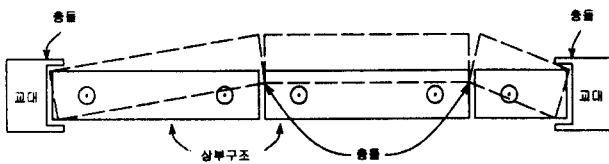


그림 3. 2방향 지진하중에 의한 2차원 충돌현상

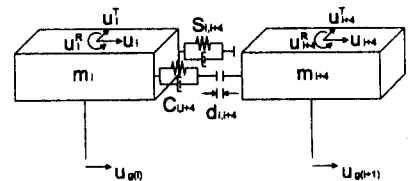


그림 4. 충돌요소의 해석모형

대상 교량시스템의 받침은 강제 선반침을 대상으로 하였으며, 그림 5에서 보여지는 바와 같이 고정단은 회전스프링과 교축 및 교축직각방향으로의 병진스프링을 갖는 것으로 모형화하였으며, 가동단은 교축직각방향으로의 병진스프링만을 갖는 것으로 모형화하였다.

그림 5에서 m_i 는 (i)번째 상부구조의 질량, m_{i-3} , m_{i+1} 은 ($i-3$)번째, ($i+1$)번째 교각의 질량, u_i, u_i^T 는 (i)번째 상부구조의 교축과 교축직각방향 변위, $u_{i-3}, u_{i-3}^T, u_{i+1}, u_{i+1}^T$ 은 ($i-3$)번째, ($i+1$)번째 교각의 교축 및 교축직각방향의 변위, u_i^R 는 (i)번째 상부구조의 회전변위를 나타낸다. $K_{i-3,i}$ 는 ($i-3$)번째 교각에 설치된 고정받침의 교축방향 강성, $K_{i-3,i}^T, K_{i+1,i}^T$ 은 ($i-3$)번째, ($i+1$)번째 교각에 설치된 받침의 교축직각방향 강성, $K_{i-3,i}^R$ 는 ($i-3$)번째 교각에 설치된 고정받침의 회전강성을 나타낸다. 받침의 회전강성과 교축 및 교축직각방향 강성은 받침의 변형에 의한 영향을 고려하여 결정하였다^[4].

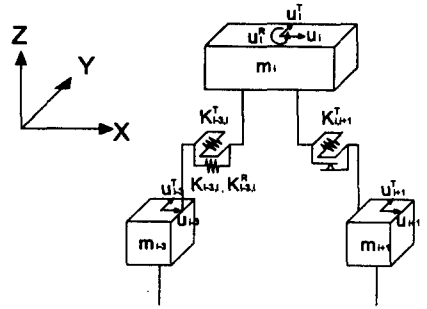


그림 5. 받침의 해석모형

기초 - 지반시스템은 지반조건에 따른 거동특성을 고려하기 위해서 그림 6과 같이 교축 및 교축 직각방향에 대하여 수평 및 회전강성을 갖는 선형 - 탄성스프링과 감쇠장치를 갖는 것으로 모형화 하였다. 여기서, 기초의 수평 및 회전방향으로의 강성은 현행 도로교표준시방서의 내진설계편(1996)에서 제시하고 있는 식을 이용하여 결정하였다. 교대 - 뒷채움재 시스템은 교대와 주변토체의 상호작용으로 인한 교대의 강성저하특성을 반영하기 위하여 그림 7에서 보여지는 것과 같이 비선형 스프링 및 감쇠장치를 갖는 단자유도 시스템으로 모형화하였으며, 비선형 스프링강성은 Siddharthan 등(1996)이 제안한 식을 이용하여 결정하였다^[5].

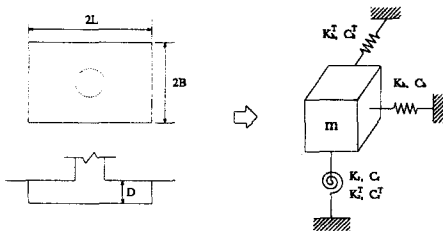


그림 6. 직접기초의 해석모형

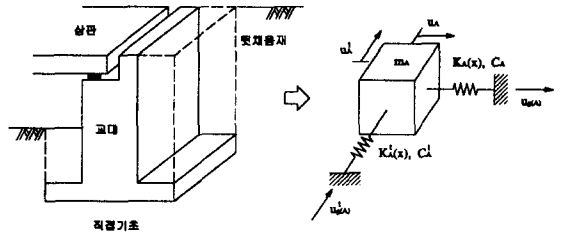


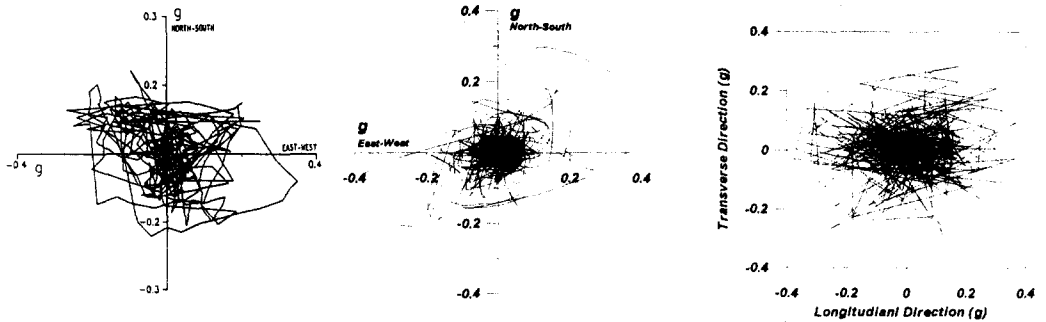
그림 7. 교대의 해석모형

3. 지진하중

실제 지진에 의한 지반진동은 방향성 및 크기에 있어서 상당히 불규칙한 특성을 보이게 된다. 그림 8은 El Centro 지진과 Hyogoken - Nanbu 지진시 두 직교축방향(남북방향, 동서방향)에 대해 실측된 계기지진기록을 도시한 것으로 지진파의 불규칙한 특성을 잘 보여주는 대표적인 예이다^[6,7]. 단, 2방향 지진이력 중에서 최대지반가속도를 가지는 좌표축방향을 주축성분으로, 그에 대한 직교좌표축 방향을 직교축성분으로 정의하였다. 본 연구에서는 그림 8과 같은 실제 지진기록과 유사한 인공지진이력을 발생시키기 위해서 SIMQKE 프로그램^[8]을 이용하여 현행 도로교표준시방서의 설계응답 스펙트럼에 일치하는 두 개의 독립된 인공지진이력을 생성하였으며, 생성된 두 개의 인공지진이력의 조합에 의한 지진파의 평면분포도는 그림 9와 같다.

또한 본 연구에서는 보다 실제적인 2방향 지진이력을 발생시키기 위해 기존의 실측된 계기지진

기록에 대한 자료조사를 통하여 최대지반가속도를 가지는 주축 성분과 직교축성분의 상관관계를 분석하였다^[6,7,9](그림 10). 그림 10의 상관관계로부터 결정된 대표적인 조합조건은 표 1과 같다.



(a) El Centro 지진

(b) Hyogoken-Nanbu 지진

그림 8. 실측된 지진파의 평면분포도

그림 9. 인공지진이력의 평면분포도

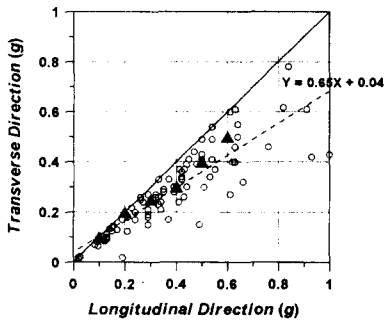


그림 10. 지진파의 발생분포도

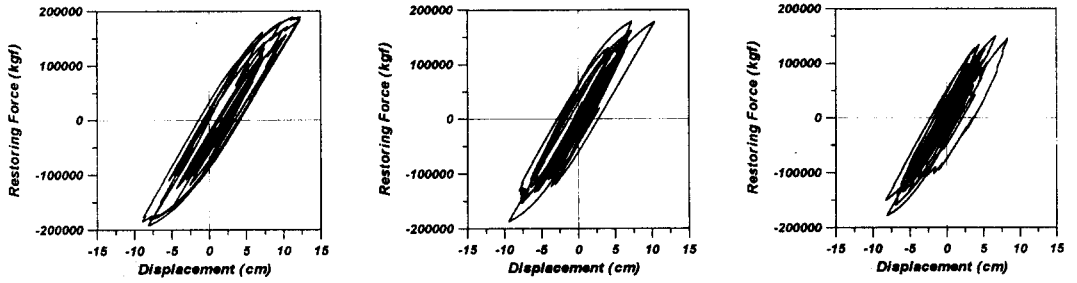
표 1 해석에 적용한 최대지반가속도의 조합

구 분	최대지반가속도	
	주축성분	직교축성분
가속도조합 1	0.1g	0.1g
가속도조합 2	0.2g	0.2g
가속도조합 3	0.3g	0.25g
가속도조합 4	0.4g	0.3g
가속도조합 5	0.5g	0.4g
가속도조합 6	0.6g	0.5g

4. 결과분석

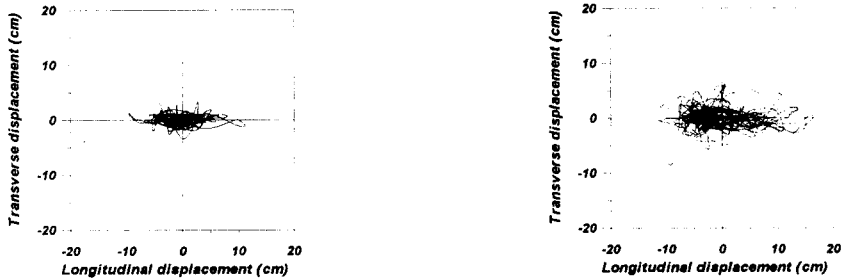
2방향 지진하중을 받는 교량시스템의 거동특성은 교각의 2축 휨에 의한 교축 및 교축직각방향의 상호작용과 2차원적 충돌에 따른 충돌력과 충돌빈도 등의 변화로 인해 1방향 지진하중을 받는 경우와는 달리 상당히 복잡한 경향을 보이게 된다. 본 연구에서는 교각의 2축 휨에 의한 상호작용 및 2차원 충돌현상이 교량시스템의 전체적인 거동특성에 미치는 영향을 분석하기 위하여 2방향 지진하중을 받는 경우와 1방향 지진하중을 받는 경우의 응답이력 및 응답크기의 경향을 비교·분석하였다.

그림 11은 교각의 대표적인 히스테리시스 곡선의 예를 나타낸 것으로 2방향 해석의 경우 1방향과는 달리 2축 휨에 의해 간섭되는 효과가 나타나는 것을 히스테리시스 곡선의 변화로부터 확인할 수 있다. 그림 12는 교각진동계에서 교축과 교축직각방향의 지반에 대한 상대변위를 평면도로 나타낸 한 예로서 입력 지진파의 불규칙성으로 인해서 교각의 응답특성 또한 크기 및 방향성에 있어서 상당히 불규칙한 특성을 보임을 알 수 있다. 그림 12의 결과로부터 알 수 있듯이 교량 상부구조의 위치를 나타내는 각 방향의 벡터합에 의한 변위가 교축방향의 변위와 거의 유사한 수준을 보이는 것으로 나타났다. 이는 교축과 교축직각방향의 상대변위가 동시에 최대값을 갖지 않기 때문이다. 즉, 교축직각방향의 지진하중이 교축방향 응답변위에 미치는 영향은 교축직각방향의 절대적인 응답크기에 따라 결정될 수 없다. 따라서 각 진동계의 지반에 대한 최종적인 상대응답을 보다 실제적으로 평가하기 위해서는 2차원적 응답변위의 불규칙성을 고려한 2방향 해석의 수행이 필요한 것으로 판단된다.



(a) 1방향 해석 (b) 2방향 해석 (교축방향) (c) 2방향 해석 (교축직각방향)

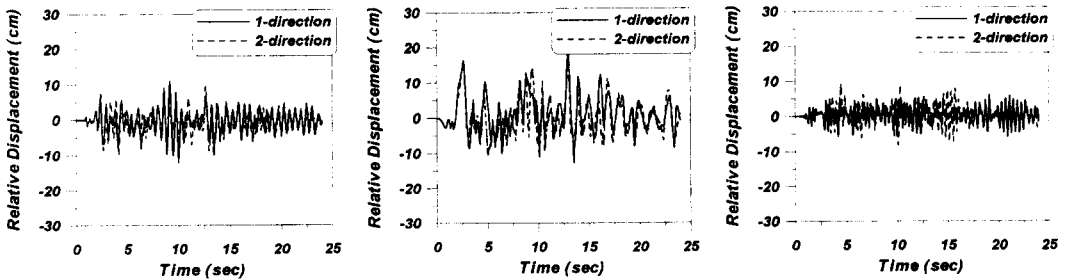
그림 11. R/C 교각의 히스테리시스 곡선 (교축방향성분 : 0.4g, 교축직각방향성분 : 0.3g)



(a) 교축성분 0.3g, 교축직각성분 0.25g (b) 교축성분 0.6g, 교축직각성분 0.5g

그림 12. 교각진동계의 상대변위를 나타낸 평면도 (P1 진동계)

그림 13은 지반에 대한 상부구조의 교축방향 상대변위에 대한 시간이력도의 예를 나타낸 것으로 1방향과 2방향 해석에서 응답형태가 상당히 다르며, 응답크기도 차이가 있는 것으로 나타났다. 이는 각 진동계의 진동특성차이에 따른 교각의 2축 휨에 의한 상호작용 및 인접 상부구조간 2차원적 충돌에 의해 인접한 진동계간에 상당한 영향을 받기 때문이다. 1방향 해석과 2방향 해석에 의한 응답크기의 차이를 분석하기 위하여 각 진동계의 지반에 대한 최대상대변위의 평균값을 표 2에 나타내었다. A1 교대진동계와 P1 교각진동계에서는 1방향이나 2방향 해석의 응답차이가 크지 않은 것으로 나타났으나 P2 교각진동계와 A2 교대진동계의 경우는 2방향 해석의 응답이 지반 가속도가 증가할수록 1방향 해석의 경우보다 증가하는 것으로 나타났다. 본 연구에서는 이러한 결과들을 보다 명확하게 파악하기 위하여 상부구조의 회전변위(그림 14)와 인접 상부구조간의 충돌(그림 15)에 대한 응답특성을 분석하여 보았다. 각 진동계의 상부구조의 회전변위에 대한 시간이력도에서 알 수 있듯이 A1과 P1진동계의 경우는 상부구조의 회전변위에 대한 응답형태가 서로 거의 일치하며, 그 응답크기의 차이도 매우 적은 것으로 나타났다. 그러나 P2 진동계의 회전변위는 A1과 P1 진동계의 응답특성과는 달리 매우 크게 나타났다. 이는 상부구조의 교축직각방향 거



(a) A1 진동계 (b) P1 진동계 (c) A2 진동계

그림 13. 지반에 대한 상대변위 (교축방향성분 : 0.6g, 교축직각방향성분 : 0.5g)

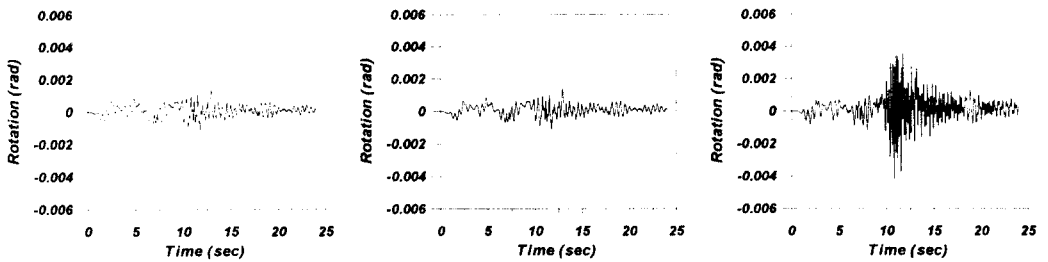
표 2. 1방향 및 2방향 비선형해석에 따른 각 진동계의 최대상대변위 (단위 : cm)

최대지반가속도		A1 진동계			P1 진동계			P2 진동계			A2 진동계		
교축	교축직각	1방향		2방향	1방향		2방향	1방향		2방향	1방향		2방향
		교축 변위	교축 변위	합변위	교축 변위	교축 변위	합변위	교축 변위	교축 변위	합변위	교축 변위	교축 변위	합변위
0.1g	0.1g	3.52	3.99	4.00	5.03	4.95	4.99	5.12	5.06	5.20	1.74	1.74	2.40
0.2g	0.2g	5.04	4.78	4.80	7.88	7.98	8.09	7.54	7.97	8.26	3.19	3.09	4.29
0.3g	0.25g	6.97	5.96	5.99	11.21	10.21	10.28	9.26	9.11	9.71	4.30	5.09	6.44
0.4g	0.3g	8.09	8.33	8.35	11.79	11.13	11.30	10.29	10.63	11.25	5.45	6.49	7.54
0.5g	0.4g	10.28	10.97	10.98	14.31	13.81	13.85	11.04	12.37	12.75	6.75	9.49	9.89
0.6g	0.5g	12.41	12.42	12.44	16.09	15.98	16.06	13.24	14.83	15.26	7.64	10.26	10.67

1) 합변위 : 교축과 교축직각방향 변위의 벡터합

동에 대한 구속이 A1이나 P1 진동계에서는 매우 큰 반면, P2 진동계는 A2 진동계와 가동단으로 연결되어 있어서 상대적으로 회전이 자유롭기 때문인 것으로 판단되며, 이러한 원인으로 인하여 A1과 P1 진동계의 경우는 지반에 대한 상대변위가 유사한 경향을 보이며, P2 진동계의 경우는 다소 증가하는 경향을 보이는 것으로 판단된다.

또한 A2교대진동계의 경우는 인접한 P2 진동계의 회전변위가 상대적으로 크기 때문에(그림 14) 2방향 지진하중에 의해 P2 - A2진동계사이에서 1방향의 경우와는 상당히 다른 2차원 충돌현상의 영향을 받게 되며, 이러한 충돌현상에 의해 A2 교대는 A1 교대보다도 더 급격한 강성저하를 경험하게 된다(그림 16). 그러므로 2방향 거동에 의한 A2 교대의 응답변위는 2차원 충돌 및 교대의 강성저하가 복합적인 원인으로 작용하여 1방향 해석에 의한 응답보다 상당히 증가하는 것으로 판단된다.



(a) A1 진동계 (b) P1 진동계 (c) P2 진동계

그림 14. 상부구조의 회전변위 (교축방향성분 : 0.3g, 교축직각방향성분 : 0.25g)

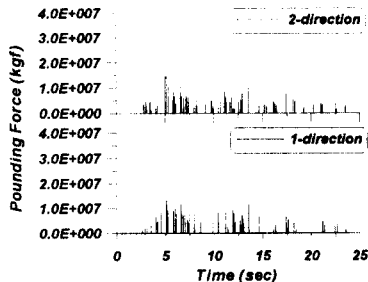


그림 15. 충돌력의 시간이력도(A2교대)

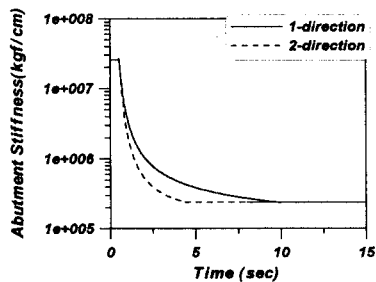


그림 16. 강성저하곡선(A2 교대)

6. 결 론

본 연구에서는 2방향 지진하중에 의한 교각의 2축 휨에 의한 상호작용 및 2차원 충돌현상이 교량시스템의 전체적인 거동특성에 미치는 영향을 분석하였으며, 본 연구를 통해서 얻어진 결론은 다음과 같다.

- 1) 본 연구에서 2축 휨에 의한 교각의 비선형 응답을 고려한 해석모형은 2방향 지진하중이 작용하는 교량의 2차원적 거동특성을 분석하는데 적절한 것으로 판단된다.
- 2) 지반에 대한 상대변위의 응답형태는 1방향과 2방향 해석에서 상당히 다른 것으로 나타났다. 이러한 경향은 각 진동계의 진동특성차이에 따른 교각의 2축 휨에 의한 상호작용 및 인접 상부구조간 2차원 충돌에 의해 상호간에 상당한 영향을 받기 때문이다.
- 3) 인접 상부구조와 고정단으로 연결된 A1 교대의 지반에 대한 상대변위는 2차원 거동의 영향이 크지 않은 것으로 나타났으나 상부구조와 독립된 진동계를 가지는 A2 교대의 경우는 최대지반가속도가 증가할수록 인접 진동계사이의 2차원적 충돌 및 그로 인한 교대의 급격한 강성저하로 인하여 상대변위가 상당히 증가하는 것으로 분석되었다.
- 4) P1 진동계의 지반에 대한 상대변위는 1방향 해석모형과 2방향 해석모형에서 비슷한 수준으로 나타났으나, P2 진동계의 경우는 2방향 해석치가 1방향 해석치보다 다소 증가하는 것으로 분석되었다. 이는 P1 진동계의 경우 A1 진동계에 의해 상부구조의 회전이 구속되지만 P2 진동계의 경우는 상대적으로 A2 진동계와 가동단으로 연결되어 있으므로 회전에 대해 자유롭기 때문인 것으로 판단된다.

감사의 글

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

참 고 문 헌

1. 건설교통부 (1996), **도로교표준시방서**
2. Priestley, M. J. N, Seible, F., and Calvi, G. M. (1996), *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc.
3. Park, Y. J., Wen, Y. K., and Ang, A. H. - S. (1986), "Random Vibration of Hysteretic Systems under Bi-Directional Ground Motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 14, pp. 543 - 557.
4. Dicleli, M. and Bruneau, M. (1995), "Seismic Performance of Multispan Simply Supported Slab on Girder Steel Highway Bridges", *Engineering Structures*, Vol. 17, No. 1, pp. 4-11.
5. 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.
6. Ministry of Construction (Public Works Research Institute) (1995), *Strong-Motion Acceleration Records from Public Works in Japan (No. 21)*, Technical Note of Public Works Research Institute, Vol. 64.
7. 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.
8. Solnes, J. (1974), *Engineering Seismology and Earthquake Engineering*, Noordhoff International Publishing.
9. Goltz, J. D. (1994), *The Northridge, California Earthquake of January 17, 1994*, General Reconnaissance Report I & II, NCEER-94-0005.