

지반조건에 대한 면진교량의 지진응답 비교 Seismic Response of Base-Isolated Bridge for Soil Types

성 낙 구* 신 재 철** 최 인 길*** 전영선****
Sung, Nag Ku Shin, Jae Chul Choi, In Kil Choun, Young Sun

ABSTRACT

In this study seismic response of a base-isolated bridge for soil types is compared. Bilinear model is used for lead rubber bearing(LRB). Accelerograms whose response spectrum matches the design spectrum for soil types are used as earthquake ground excitation. Nonlinear time history analyses using the SAP2000 program is performed. The results show that seismic response of a base-isolated bridge is increased as the soil becomes soft.

1. 서론

우리나라는 중소규모의 지진이 과거부터 계속해서 발생해 왔고 최근 들어 지진이 과거에 비해 빈번하게 발생하고 있는 것으로 보고되고 있다[1]. 교량은 지진에 매우 취약한 구조물로서 지진에 의한 교량의 피해는 하부구조 손상뿐 아니라 상부구조가 지지부로부터 이탈하여 전체붕괴가 발생하기도 한다[2]. 이러한 지진의 피해를 줄이기 위해 면진장치를 이용하여 교량의 손상을 줄이는 설계방법에 대해서 세계적으로 많은 관심 보이고 있으며 미국, 일본, 뉴질랜드, 이탈리아에서 새로 건설되는 교량이나 기존의 내진 설계가 되어있지 않은 교량이나 지진의 피해를 입은 교량의 보수 및 보강에 면진장치를 사용하고있다[3].

지진하중에 의해 구조물의 진동이 일어날 경우에 관성력에 의해 매우 큰 전단력이 구조물의 기초에 전달된다. 따라서 지진발생시 상부구조물에 전달되는 지진력을 감소시킴으로써 구조물의 피해를 줄이는 면진장치는 강한 지진이 발생할 경우 수직방향의 지반운동에 대해 강체로 거동하고 수평방향 운동으로부터 구조물을 격리시키는 역할을 하게 된다. 이렇게 하여 면진장치는 전체 구조물의 주기를 지진하중의 탁월주기범위 밖으로 이동시킴으로써 상부구조물의 진동을 감소시키고 면진장치의 이력감쇠에 의해 에너지를 소산시킨다.

* 충남대학교 토목공학과 석사과정

** 충남대학교 교수

*** 한국원자력연구소 선임연구

****한국원자력연구소 책임연구원

지반조건에 따라 지반가속도가 변화하고 구조물은 다른 동적 거동을 보이고 지반조건을 고려한 비면진구조물의 지진응답에 대한 연구가 진행되고 있다. 본 논문에서는 LRB(Lead Rubber Bearing)를 이용한 면진교량의 지진해석을 통해서 지반조건에 따른 거동특성을 비교/분석하였다. 입력지진으로는 지반종류에 따른 설계응답스펙트럼으로부터 인공지진파를 작성하여 사용하였다. 지진응답해석은 비선형 시간이력해석을 수행하기 위해 SAP2000 프로그램을 사용하였다.

2. 교량의 제원

대상교량은 그림 1과 같은 4경간 연속교로 1경간의 길이는 50m이고 2개의 교대와 서로 높이가 다른 교각 3개가 상부구조를 지지한다. 대상교량은 내진 I 등급이고 지진구역 I 에 위치하며 붕괴방지수준의 내진 성능을 목표로 한다. 상판과 교각의 단면제원 및 특성은 각각 그림 1, 표 1과 같다.

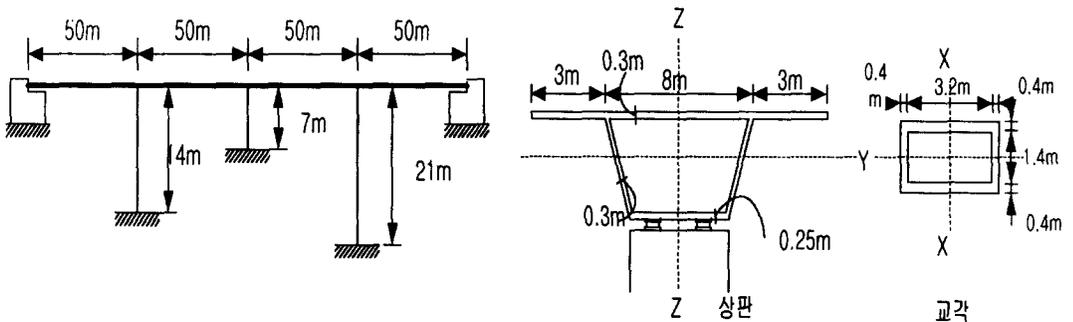


그림 1. 교량의 제원

표 1. 교량단면특성

	면적(m^2)	J(m^4)	I33(m^4)	I22(m^4)	E(kN/m^2)	질 량(kg/m^3)	포아송비
deck	6.88	16.13	5.26	87.24	2.3E7	2,963	0.25
column1	4.32	6.22	2.82	7.91	3.8E6	2,548	0.25
column2	4.32	6.22	2.82	7.91	1.9E6	2,548	0.25
column3	4.32	6.22	2.82	7.91	5.7E6	2,548	0.25

3. 입력지진

3.1 설계응답스펙트럼

설계스펙트럼이란 그 나라의 고유한 지진지체구조와 지진발생 특성을 근거로 제시된다. UBC에서 제시된 설계응답스펙트럼을 기초로 건설교통부에서 제정한 내진설계 기준에 따라 구조해석을 수행할 면진교량에 대한 표준설계응답스펙트럼을 그림 2에 나타내었다.

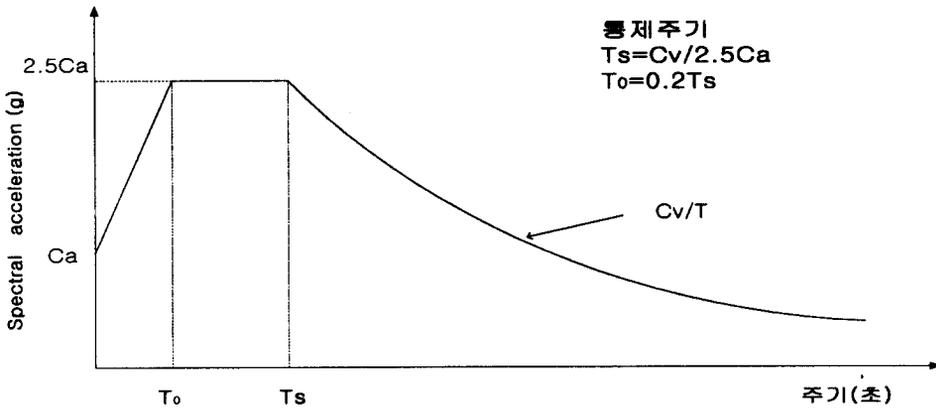


그림 2. 표준설계 응답스펙트럼

지반종류에 따른 지진계수를 사용하여 경암지반에서 연약한 토사지반까지 5가지의 지반종류 (S_A, S_B, S_C, S_D, S_E)에 대한 설계응답스펙트럼을 작성하였다. 지반종류에 대한 설계응답스펙트럼의 T_0, T_s , 최대지반가속도, 최대스펙트럴가속도를 표 2에 제시하였다. $2.5 C_a$

표 2. 설계응답스펙트럼의 특성치

지 반 종 류	T_0 (초)	T_s (초)	C_a 최대지반가속도(g)	$2.5 C_a$ 최대스펙트럴가속도 (g)
S_A (경암)	0.08	0.4	0.126	0.315
S_B (보통암)	0.08	0.4	0.154	0.385
S_C (연암)	0.111	0.554	0.182	0.455
S_D (단단한 토사)	0.115	0.575	0.224	0.560
S_E (연약한 토사)	0.135	0.673	0.308	0.770

3.2 인공지진파

인공가속도 시간이력을 작성할 때는 응답스펙트럼을 포괄하여야 하며, 동시에 지속시간을 적절하게 정의하여야 한다. 설계응답스펙트럼으로부터 SIMQKE[4]를 이용하여 지반종류별로 인공지진파를 작성하였다. 이때 포괄함수의 강진지속구간은 지진규모, 진원거리, 부지조건에 따라 달라져야 한다. 우리나라의 경우 이에 대한 기준이 제시되어 있지 않아 European Standards[5]에서 제시한 값을 사용하여 인공지진을 작성하였다. S_A 지반에 대하여 작성된 인공지진의 응답스펙트럼 및 가속도시간이력을 그림 3과 4에서 보여주고 있다.

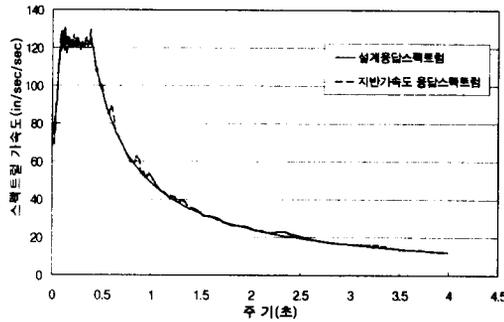


그림 3. S_A 지반의 가속도응답스펙트럼

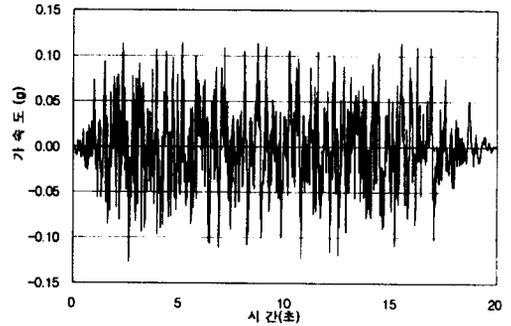


그림 4. S_A 지반가속도

4. 지진해석

4.1 LRB의 특성

교유주기가 0.78초인 비면진교량의 주기를 1.5초로 이동시키는데 필요한 LRB를 모델링 하였다. AASHTO의 설계지침[6]을 기준으로 면진장치의 특성치를 구하였다. 가속도계수 $A=0.154g$, 지반계수 $S=1.5$ 등가점성 감쇠계수는 $30\%(B=1.7)$ 로 가정하였다. 면진장치의 특성치는 표 3에 보인 것과 같다.

표 3. LRB의 특성치

	유효강성(kN/m)	초기강성(kN/m)	항복강도(kN)	강성비	설계변위(mm)
LRB1(교대)	8,943	42,760	238	0.1	51
LRB2(교각)	17,886	85,330	477	0.1	51

4.2 수치해석모델

면진교량의 기둥과 상판은 frame요소로 LRB는 Nlink 요소 중에서 isolator1으로 모델링하였으며, 해석모델은 총 22개의 절점과 16개의 frame, 5개의 Nlink로 구성되어 있다(그림 5참조). 교대와 교각에 설치되는 LRB의 특성은 서로 다르게 설계되었으며, 교량의 질량분배는 Lumped mass 방법이 사용되었다. 이 교량의 교각은 각각 다르게 보강을 했기 때문에 탄성계수가 서로 다르며 상세한 단면과 재료특성은 표 1에서 보는 것과 같다. 교량의 높이차이에 의해 발생할지도 모르는 과도한 비틀림등과 같은 변수를 고려하기 위해 교각의 높이를 21m로 균등하게 하고 교각의 탄성계수를 $2.3 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ 교량을 가정하여 동시에 해석하였다.

SAP 2000으로 비선형해석을 할 경우, Wilson이 개발한 Fast Nonlinear Method[7]를 사용하게 된다. 이 방법은 Ritz 벡터를 사용해서 유도되었다. 그러므로 SAP2000의 동적비선형해석시 Ritz 벡터를 사용하는 것이 좋다[8]. 또한 Scheller 와 Constantinou는 SAP2000에서 비선형해석을 할 때 실제의 유효강성도를 사용하면 면진장치의 변위가 과소평가될 수 있어 유효강성도는 0에 가까운 수를 사용해야 한다고 제안하고 있다[9]. 이 제안을 토대로 비선형 시간이력 해석시 유효강성도 값은 0.001로 하여 해석을 수행하였다.

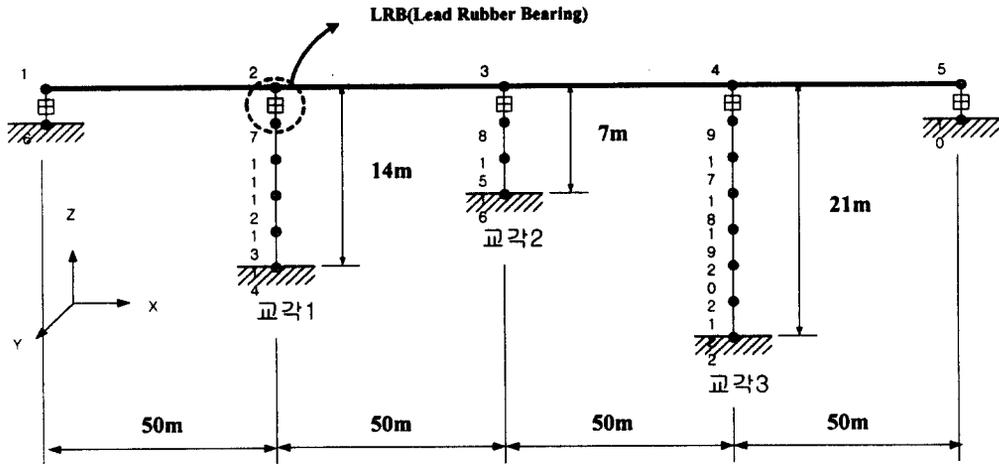


그림 5. 교량의 수치해석모델

4.3 결과분석

4.3.1 고유치해석

구조물의 진동특성을 파악하기 위해 고유치해석을 먼저 수행하였고 면진교량에 대해 비선형해석을 수행하여 다음과 같은 결과를 얻었다. 해석시에 25개의 mode를 사용하였으나 비면진교량은 7th mode에서 면진교량에서는 14th mode에서 모든 방향 참여계수가 90% 이상 되었다.

표 4에서 보는 바와 같이 면진장치에 의해 교축방향 모드의 주기는 1.82초, 교축직각방향 모드의 주기는 0.08초, 교축방향모드의 주기는 1초, 수직방향모드의 주기 0.08초 이동하였다.

표 4. 비면진/면진교량의 주요모드

	교축방향모드(주기)	교축직각방향모드(주기)	수직방향모드(주기)
비면진 교량	7th mode(0.15초)	1st mode(0.78초)	4th mode(0.19초)
면진 교량	1st mode(1.97초)	2nd mode(1.78초)	8th mode(0.27초)

4.3.2 지반조건에 따른 거동분석

해석에서는 x,y방향과 z 방향(수평방향의 1/3의 지반운동)으로 인공지진파를 동시에 가하여 해석하였다. 면진교량의 면진효과를 보기 위해서 그림 6에 상판에서의 교축방향 변위 및 가속도 응답을 비면진교량의 응답과 비교하였다. 교량상판에서 시간에 따른 변위와 전달되는 가속도를 보면 면진장치에 의해 상판의 변위는 증가하나 상판의 변위증가는 거의 면진장치의 변위가 증가하기 때문이다. 따라서 상판은 수평방향으로 강체운동에 가까운 거동을 한다. 또한 변위의 주기가 증가하고 상판에 전달되는 가속도 역시 감소한다.

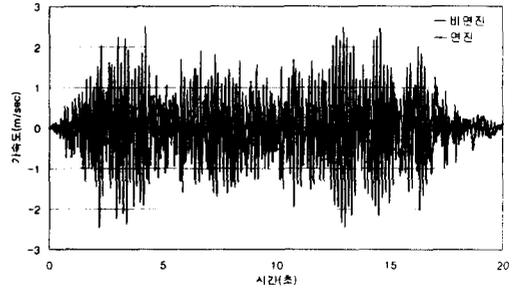
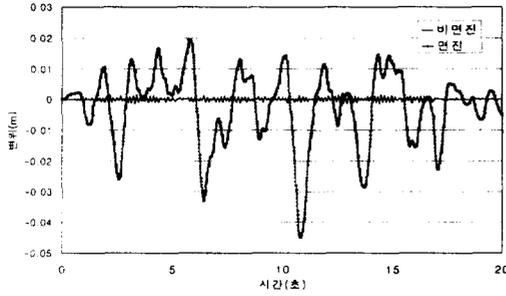


그림 6. 상판에서 교축방향변위 및 가속도응답 비교

지반의 특성에 따른 응답해석결과로부터 교량상판 및 교각의 응답을 비교 분석하였다. 교량상판에서 교축방향의 변위는 모든 위치에서 거의 같고, 그림 7에서 보는 바와 같이 S_A 에서 44.8mm, S_B 에서 46.3mm, S_C 에서 111.6mm, S_D 에서 161mm, S_E 에서 278mm의 변위가 발생하였으며, 경암(S_A)보다 연약한 토사(S_E)에서 최대 6.2배정도 변위가 증가하였다. 따라서 각 지반종류에 따라 교대와와의 이격거리(유간)를 발생한 변위 이상 두어야한다. 또한 상판의 변위가 연암(S_C)에서 급격하게 증가하는 것을 알 수 있다. 교축직각방향의 변위는 그림 8에서 보는 바와 같이 좌측교대에 위치한 상판에서 변위가 가장 작았고 교축방향의 변위와 달리 각각 교대와 교각 위에 위치한 상판의 변위가 서로 달랐다(표 5 참조).

표 5. 상판의 변위

지반종류		S_A	S_B	S_C	S_D	S_E
교축직각방향 변위(mm)	결점1	31.7	39.9	75.4	100.5	213.7
	결점2	37.0	45.0	81.7	109.8	227.6
	결점3	40.3	47.3	90.1	121.2	239.4
	결점4	39.8	45.9	98.4	129.1	248.8
	결점5	36.5	43.9	102.3	130.7	249.5

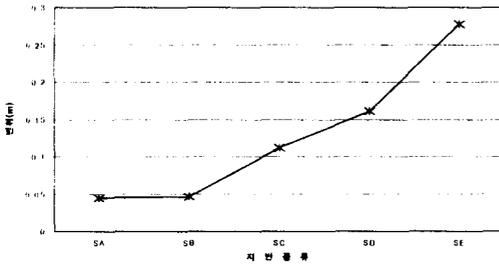


그림 7. 상판의 교축방향변위

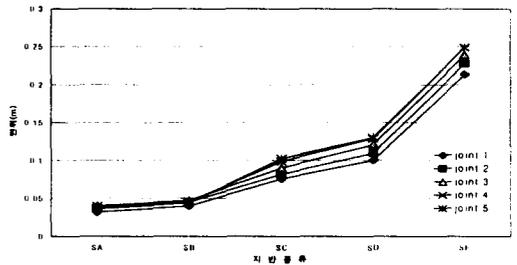


그림 8. 상판의 교축직각방향변위

교각 상단의 변위는 표 6에서 보는 바와 같이 교축방향과 교축직각방향에서 교각3의 변위가 크게 발생하였고 교각 2의 변위가 가장 작았다. 교각2의 강성이 다른 교각에 비해 상당히 크기 때문에 변위는 작게 발생하였으나 기초전단력이 가장 크게 발생하였다. 교축방향의 모멘트는 교각 1,3에서 크기가 같고 교각 2에서 가장 작게 나타났다. 교축직각방향의 경우 모든 교각에서 모멘트가 서로 다르고 교각 3에서 가장 크게 나타났다.

표. 6 교각에서 변위, 전단력, 모멘트

지반종류		S_A	S_B	S_C	S_D	S_E	
교축 방향	변위(mm)	교각1	30.4	32.8	66.0	85.4	130.5
		교각2	14.8	15.5	27.7	35.9	57.1
		교각3	39.6	41.4	89.4	119.2	185.7
	전단력(kN)	교각1	451.4	460.5	871.1	1,152.3	1,782.8
		교각2	610.8	646.4	1,177.8	1,529.8	2,421.6
		교각3	371.2	382.9	738.6	906.5	1,338.5
	모멘트(kN·m)	교각1	5,121.6	5,377.9	10,394.2	13,946.3	21,476.4
		교각2	4,010.0	4,193.6	7,546.8	9,792.0	15,531.5
		교각3	5,068.8	4,864.7	10,536.2	13,764.0	21,363.8
교축 직각 방향	변위(mm)	교각1	17.3	19.6	25.3	32.1	56.7
		교각2	6.0	6.7	9.5	12.7	21.4
		교각3	30.1	35.6	54.7	65.2	109.2
	전단력(kN)	교각1	578.2	717.1	798.8	1,114.0	1,823.3
		교각2	598.0	705.6	907.0	1,211.6	1,996.7
		교각3	462.7	671.9	884.6	1,129.4	1,693.8
	모멘트(kN·m)	교각1	7,311.4	8,505.7	10,644.6	13,962.0	23,956.4
		교각2	4,118.2	4,632.4	6,453.8	8,566.5	14,421.1
		교각3	8,775.9	11,288.0	16,634.8	19,581.5	32,457.8

면진교량에서 지진응답(상판의 변위, 교각의 변위, 전단력, 모멘트)이 경암보다 연약한 토사에서 전반적으로 증가하는 경향을 보여주고 있으며, 경암(S_A)과 보통암(S_B)에서 지진응답은 거의 차이가 없었다. 또한 다른 지반종류보다 연약한 토사(S_E)에서 응답이 급격히 증가하였다.

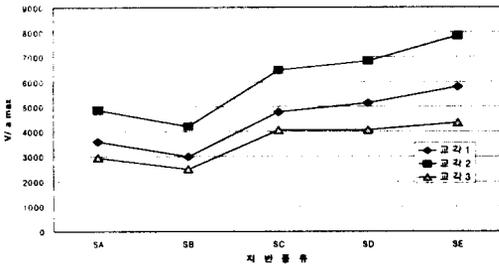


그림 9. 교축방향 전단력/최대지반가속도

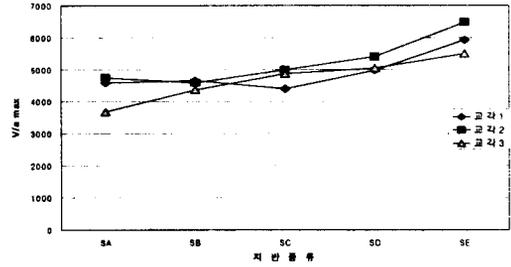


그림 10. 교축직각방향 전단력/최대지반가속도

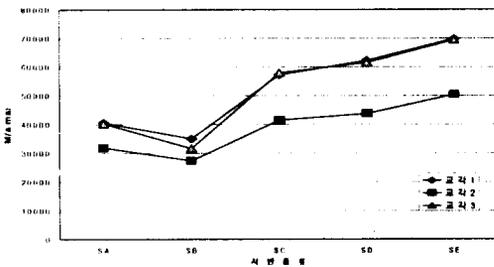


그림 11. 교축방향 모멘트/최대지반가속도

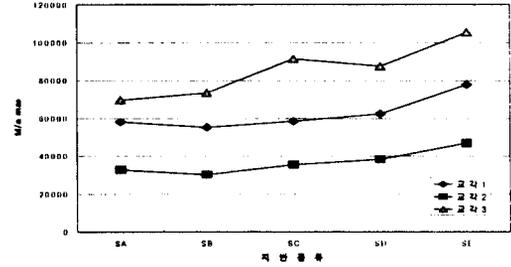


그림 12. 교축직각방향 모멘트/최대지반가속도

각 지반종류에 따른 교량 상판 및 교각의 응답을 최대지반가속도와 비교하여 그림 9~12에 각각 나타내었다. 그림 9~12에서 보는 바와 같이, 지반종류에 따라 최대지반가속도에 대한 전단력

과 모멘트 비는 교축방향의 경우 모든 교각에서 같은 양상을 나타낸다. 경암(S_A)보다 연약한 토사(S_E)에서 최대지반가속도에 대한 전단력과 모멘트 비가 증가하나 보통암(S_B)에서 감소함을 볼 수 있다. 이것은 전단력과 모멘트는 경암이나 보통암에서 비슷하지만 최대지반가속도에 차이 있기때문이다. 교축직각방향에서 최대지반가속도에 대한 전단력과 모멘트 비가 경암보다 연약한 토사에서 증가하지만 모든 교각이 서로 다른 양상을 나타내는 이유는 균일한 강성을 가지는 교량의 해석결과와 비교해 볼 때, 대상교량의 비대칭성때문으로 볼 수 있다.

5. 결 론

본 연구에서 지반종류에 따라 설계응답스펙트럼을 포괄하는 인공지진파를 면진교량에 적용하여 지반종류에 따른 지진응답특성을 비교한 결과는 다음과 같다.

1. 지반조건이 연약해질수록 기둥상단에서의 변위, 기초에서의 전단력, 모멘트는 증가하며, 상단의 변위가 증가하고 하부구조에서 전달되는 가속도 역시 증가한다.
2. 경암과 보통암 지반에서 변위, 전단력, 모멘트는 거의 같고 연약한 토사지반에서 급격한 증가를 보인다.
3. 교각의 높이가 같은 교량 즉, 교각의 강성이 같은 교량과 비교해 보면, 대상교량에서 교각의 모멘트와 전단력이 균등하지 않게 분배되는 것을 알 수 있다.
4. 지반이 연약해짐에 따라 최대지반가속도에 대한 전단력과 모멘트 비는 일반적으로 증가하고 경암과 보통암 지반에서 감소한다. 교축 직각방향에서 최대지반가속도에 대한 전단력과 모멘트 비가 교축방향과 다른 양상을 보이며 이는 대상교량의 비대칭성으로 인한 영향으로 사료된다.

참고문헌

1. 한국지진공학회 (1999) "지중구조물의 내진설계" 제3회 기술강습회.
2. Ronald L. Mayes, Ian G. Buckle, Trevor E. Kelly, Lindsay R. Jones (1992), "AASHTO Seismic Isolation Design Requirement for Highway Bridges", J. of structural Engineering, ASCE, Vol.118, No.1, pp284-304.
3. John.G.Manlis, G.D., Constantinou, M.C., and Reinhorn,A.M.(1992), "Experimental study of Secondary systems in Base-Isolated Structures", J. of Structural Engineering, ASCE, Vol.118, No. 8, pp2204-2221.
4. Department of Civil Engineering Massachusetts Institute of Technology (1976), "Simqke: a program for artificial motion generation".
5. European Committee for standardzation (1994), "Eurocode 8 -design Provisions for Earthquake Resistance of Structure".
6. AASHTO (1991), "Guide Specifications for Seismic Isolation Design".
7. Edward L. Wilson (1997), "Three dimensional dynamic analysis of structure", CSI.
8. Computer and Structure Inc.(1996), "SAP2000 Analysis reference".
9. Joern Scheller and Michael C. Constantinou(1999), "Response History Analysis of Structures with Seismic Isolation and Energy Dissipation Systems: Verification Examples for Program SAP2000".