근단층지반운동에 대한 상부구조 질량 변화에 따른 RC 교각의 응답분석

박창규¹⁾ · 정영수¹⁾ · 이대형^{1)*}

¹⁾중앙대학교 토목공학과

Response Analysis of RC Bridge Pier with Various Superstructure Mass under Near-Fault Ground Motion

Chang-Kyu Park,¹⁾ Young-Soo Chung,¹⁾ and Dae-Hyung Lee^{1)*}

¹⁾Dept. of Civil & Environmental Engineering, Chung-Ang University Seoul 156-756, Korea

ABSTRACT The near fault ground motion (NFGM) is characterized by a single long period velocity pulse with large magnitude. NFGMs have been observed in recent strong earthquakes, Northridge (1994), Japan Kobe (1995), Turkey Izmit (1999), China Sichuan (2008), Haiti (2010) etc. These strong earthquakes have caused considerable damage to infrastructures because the epicenter was close to the urban area, called as NFGM. Extensive research for the far field ground motion (FFGM) have been carried out in strong seismic region, but limited research have been done for NFGM in low or moderate seismic regions because of very few records. The purpose of this research is to investigate and analyze the seismic response of reinforced concrete bridge piers subjected to near-fault ground motions. The seismic performance of six RC bridge piers depending on three confinement steel ratios and three superstructure mass was investigated on the shaking table. From these experimental results, it was confirmed that the reduction of seismic performance was observed for test specimens with lower confinement steel ratio or more deck weight. The displacement ductility of RC bridge piers in terms of the stiffness degradation is proposed based on test results the shaking table.

Keywords : RC bridge pier, seismic response, superstructure mass, near-fault ground motion, shaking table test

1. 서 론

여러 자연재해 중에서 지진은 지각운동으로 인하여 지각에 저장된 변형에너지가 단층의 전단파괴 과정을 통해 급격히 방출되는 자연현상으로 도심지 내에서 대량의 에너지가 순간적으로 방출되는 경우에는 각종 건물 및 사회기반 시설물의 피해가 발생된다. 그 중에서도 교량구조물의 붕괴는 인간의 생명뿐 만아니라 국가적인 사회경제 시스템을 마비시킬 수 있다.

지반운동은 진앙거리에 따라 원단층 지반운동(far-fault ground motion)과 근단층 지반운동(near-fault ground motion)으로 구분되며, 진앙거리가 10 km 이내인 근단층 지반운동의 진앙지가 도심지역에 위치할 경우에는 미국 노스리지(1994), 일본 고베(1995), 터키 이즈미트(1999), 중국 쓰촨성(2008), 아이티지진(2010) 등과 같이 매우 큰 피해를 발생하게 된다.^{1,2)}

우리나라는 중약진 지역으로 간주되어 왔으나 최근 지진발생횟수가 증가하고 2009년 5월 2일 안동시청에서 6 km

떨어진 지점에서 규모 3.8의 지진이 발생한 것을 보면 우리나라도 근단층 지반운동에 의한 사회간접시설물에 대한 안전성 평가가 이루어져야 할 것으로 판단된다.³⁾

그동안 국내에서 수행되었던 RC 교각의 내진성능실험은 국내 실험실의 시설한계에 의하여 준정적실험^{4,6)}이 주를 이루었으며 간혹 유사동적실험^{7,9)}이 수행되었다. 또한 주된 실험변수로는 심부구속철근비, 축방향철근 겹침이음량, 축하중비, 형상비 등으로서 심부구속철근비가 적을수록, 축하중비가 클수록, 그리고 소성힌지구간에 축방향철근이 겹침이음되었을 경우 내진성능은 낮은 것으로 평가되었으며, 형상비에 따라 파괴모드가 다른 것으로 조사되었다.

현재 사용중인 대부분의 교량구조는 1점 고정 다경간 구조로 되어 있다. 따라서 상시 및 지진시에는 상부구조의 중량이 각 교각에 분산되나 지진시에는 상부구조의 질량이 고정단 교각에 집중되며, 내진성능에 문제가 될 경우에는 다고정점을 두는 구조로 설계되고 있다. 따라서 그동안 수행되었던 상기의 변수들 이외에도 상부구조의 질량도 RC 교각의 내진성능에 주요한 변수이므로 질량변화에 따른 교각의 내진성능 평가가 이루어져야 한다.

이 연구는 그 동안 국내에서 수행되었던 교각의 내진성능평가 실험방법에서 적용되지 못했던 근단층 지반운

*Corresponding author E-mail: dhlee@gpc.ac.kr

Received April 15, 2010, Revised July 7, 2010,

Accepted July 9, 2010

©2010 by Korea Concrete Institute

동 하에서의 상부구조의 질량과 심부구속철근비를 주요 실험변수로 하여 실제 지진 발생시와 유사한 거동을 구현하고자 진동대 실험을 수행하였다. 그리고 반복하중을 받는 철근콘크리트 교각의 내진안전성 평가를 위한 비선형 해석 프로그램에서 사용되는 교각의 이력거동 모델의 주요 요소인 강성변화를 그 간의 준정적 실험을 통하여 제시된 변수^{10,11)}들에 대하여 진동대 실험 결과와 비교하였다. 또한 진동대 실험 결과를 회귀분석하여 이력거동 모델에 사용되는 강성변화 변수들에 대한 산출식을 도출하였다. 이 진동대실험 연구 결과를 바탕으로 지진시 교각의 실제거동과 유사한 결과를 도출할 수 있었으며, 실험 결과를 바탕으로 제시된 철근콘크리트 교각의 강성변화 모델 식은 교각의 내진성능평가를 위한 해석 모델에 적용할 수 있을 것으로 기대한다.

2. RC 교각의 진동대 실험

2.1 실험체 설계

이 연구에 적용된 RC원형 교각 실험체는 직경 및 높이가 각각 400 mm와 1,400 mm로서 형상비가 3.5인 휨과 괴모드로 설계되었다. 사용된 축방향철근과 띠철근의 설계강도는 300 MPa(SD30)이었으나 인장실험에 의한 항복강도는 320 MPa의 값을 얻었다. 축방향철근의 직경은 13 mm, 띠철근은 열가공을 통해 제작된 직경 6 mm 이형철근을 사용하였다. 사용된 콘크리트의 굵은골재의 최대 직경은 9 mm로 제한하였고 별도로 배합설계된 콘크리트의 설계강도는 24 MPa이며, 3개의 공시체의 28일 압축강도는 평균 27 MPa 이었다.

Table 1에서 보인 바와 같이 실험변수는 심부구속철근비 3종(0.27%, 0.45%, 1.16%)에 따른 비내진, 중저진, 내진 실험체와 비내진 및 한정연성 실험체에 적용한 질량 변화이다. Fig. 1은 제작된 실험체의 도면을 보여주고 있으며, 교각 상부 구조물의 중량에 의한 축방향력으로서 $0.1f_{ck}A_g(f_{ck}=24\text{ MPa})$ 를 도입하였다. 축방향력은 실험체를 제작할 때 단면 중심에 쉬스관을 배치하고 실험시 2가닥의 직경 8 mm 강연선을 이용하여 포스트텐션으로 압축력을 도입하였으며 그 크기를 로드셀로 확인하였다.

Fig. 1 Test specimen (unit : mm)

2.2 진동대 실험계획

실험 결과는 진동대(shaking table)의 성능에 따라 여러 가지 제약사항이 있으며 실험체 및 실험방법 결정시 이에 대한 고려가 필요하다. 실험에 사용된 진동대는 일축 진동대로 그 크기가 3 × 5 m이고 상재 가능한 허용중량은 300 kN이다. 또한 가진시 최대가속도는 1.0 g, 최대변위는 ±100 mm, 최대모멘트 500 kN·m이다.

교각에 재하되는 상부구조의 질량을 실험에 적용하는 방법은 Fig. 2(a)의 UC Berkeley에서 실험한 교각 상단에 질량을 올리는 방안과 Fig. 2(b)의 Reno 대학처럼 별도의 장치를 이용한 방법이 있다. 두 방법의 차이로 Fig. 2(a)는 mass가 축하중의 역할을 하며, 질량에 의한 관성력만이 아닌 상부 중량에 대한 편심 및 비틀림 효과가 함께 고려된다. 반면에 Fig. 2(b)는 순수하게 질량효과만을 고려할 수 있는 방법이다.

이 실험체의 중량은 기초를 포함하여 약 24.5 kN 정도이나 진동대의 허용상재중량의 한계로 인하여 교각 상부의 질량의 관성력 효과를 구현하기 위하여 Fig. 2(b)와

Table 1 Details of RC bridge pier specimen

Design method	Specimen	Diameter (D) height (H) (mm)	Longitudinal steel ratio (%)	Transverse steel		Mass (×10 ³ kg)	Axial force (kN)
				Volumetric confinement steel ratio (%)	Spacing (mm) PHR ¹⁾ /NPHR ²⁾		
Non-seismic	RC-N-SP00-M30	D = 400 H = 1,400	16D13 = 1.61	0.27	130/130	30	$0.1f_{ck}A_g = 300$
	RC-N-SP00-M35					35	
	RC-N-SP00-M40					40	
Limit-ductile	RC-L-SP00-M30			0.45	70/100	30	
	RC-L-SP00-M35					35	
Seismic	RC-S-SP00-M30			1.16	30/60	30	

1)PHR = plastic hinge region 2)NPHR = non plastic hinge region

Fig. 2 Examples of shaking table test¹³⁾

Fig. 3 Test setup

유사하게 별도의 관성력 프레임 장치를 제작하였다. Fig. 3에 보이는 바와 같이 이 장치는 가진시 실험체에 순수한 횡력을 전달하기 위하여 프레임과 실험체 연결부는 힌지로 연결하였으며 연결부에 로드셀을 설치하여 가진시 실험체에 부과된 횡방향 하중을 측정하였다. 여기서 가진시 질량프레임의 마찰력을 최소화하기 위하여 볼 베어링을 설치한 강재 바퀴를 설치하였고 바퀴와 레일에는 윤활유를 도포하였으며 실험 전에 마찰력의 크기가 매우 작은 것을 확인하였다.¹²⁾

2.3 근단층 지반운동

이 실험에 적용한 7.72초 동안의 최대지반가속도가 0.4 g, 진동수(frequency) 3.61 Hz인 근단층지반운동은 Figs. 4 및 5와 같다. 진동대 실험동안 가력된 일련의 지반가속도는 도로교설계기준¹⁴⁾에 제시된 지진구역 최대지반가속도(PGA) 0.11 g에 내진성능목표 재현주기 100~2000년에 따른 위험도계수를 적용하여 0.0627, 0.0803, 0.11, 0.154, 0.22 g을 가진하고, 이후에는 일정하게 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9 g의 12종의 근단층 지반운동을 사용하였다. 또한 0.9 g에서 실험체가 파괴되지 않을 경우에는 2.0 Hz의 정현파를 실험체가 파괴될 때까지 가진하여 실험체의 파괴시까지 거동을 조사하였다.

2.4 실험 결과

2.4.1 하중-변위이력

진동대를 이용한 철근콘크리트 교각의 내진거동에 대

Fig. 4 Near-fault ground motion (0.4 g)

Fig. 5 FFT analysis of input ground motion

한 평가 및 분석을 위하여 실험체 교각의 하중-변위 이력곡선, 변위연성도, 실험단계별 손상도에 따른 고유진동수, 감쇠비 등을 분석하였다.

Fig. 6은 하중-변위 이력곡선을 Fig. 7은 심부구속철근비 및 상부질량 변화에 따른 포락곡선을 나타내었다. 변위연성도 산출에서 항복변위는 V_{max} 를 지나는 수평선과 원점에서 $0.75V_{max}$ 에 해당하는 횡력을 지나는 직선과의 교점을 항복변위로, 최대 횡력을 지난 후 $0.85V_{max}$ 때의 변위를 극한변위로 정의하였다. 그러나 Figs. 6, 7에 나타난 바와 같이 모든 실험체가 0.9 g에서 극한변위에 도달하지 않았기 때문에 정확한 변위연성도를 산출할 수 없었다.

Fig. 6(a), (d), (f) 및 Fig. 7(a)는 심부구속철근비에 따른 실험 결과로서, 심부구속철근비가 증가할수록 변위연성도가 증가함을 알 수 있다.

Fig. 6(a), (b), (c) 및 Fig. 7(b)는 축방향철근 겹침이음 이 없는 비내진 실험체, Fig. 6(d), (e) 및 Fig. 7(c)는 한 정연성실험체로서 각각 상부질량 변화에 따른 실험 결과이다. 상부질량이 30, 35, 40($\times 10^3$ kg)으로 증가할수록 변위연성도가 미소하나 감소를 알 수 있었으나 실험시 제약사항으로 인하여 확인한 결과 차이를 얻을 수는 없었다. 실험체의 항복시 변위비(drift level)는 pull 및 push에 따라 차이가 있으나 약 0.77%로 조사되었다.

2.4.2 손상도에 따른 고유진동수 및 감쇠비

PGA별 12 종의 근단층지반운동(NFGM)하의 시험체의 손상도에 따라 진동대 시험체의 고유진동수 및 감쇠비는 각각 하중-변위 이력곡선에 대한 FFT(fast fourier transform) 분석 그리고 half-power bandwidth method에 따라 산출

Fig. 6 Lateral load-displacement response

Fig. 7 Envelope curves of lateral load-displacement hysteresis

하였다. Fig. 8에 half-power bandwidth method의 정의를 나타내었다.

진동대 시험체의 PGA의 크기에 따른 고유진동수와 감쇠비의 결과를 Table 2에 정리하였다. Table 2에 나타난 바와 같이 대체적으로 PGA가 커질수록 시험체의 손상도가 커짐으로 인하여 입력지진파의 고유진동수 3.61 Hz에 비해 각각 실험체의 고유진동수가 감소하였다.

12종의 근단층 지반운동을 가진한 후의 비내진 실험체(RC-N-SP00-M30)는 초기 고유진동수 대비 약 57% 감소

하였으며, 한정연성 실험체(RC-L-SP00-M30)와 내진 실험체(RC-S-SP00-M30)의 경우에는 최종적으로 약 43% 감소하였다. 이는 심부구속철근에 의해 효과적으로 교각의 손상이 방지됨을 알 수 있으며 추후 비파괴검사를 통하여 교각의 강성을 평가 할 수 있을 것으로 판단된다.

손상도 증가에 따른 강성감소는 심부구속철근비가 적을수록 감소율이 증가하여 0.9 g에서의 최종 강성은 비내진실험체의 경우 초기 강성대비 약 88%, 한정연성 실험체는 81%, 내진실험체는 72%의 감소를 보이고 있다. 또한 질량이 증가함에 따라서도 비내진실험체의 경우에는 손상도가 증가할수록 강성감소가 큰 것으로 조사되었으며 한정연성 실험체(RC-L-SP00-M30, M35)의 경우에도 감소율이 유사한 것으로 나타났다.

Half power bandwidth method에 의한 감쇠비 분석 결과 비내진 시험체(RC-N-SP00-M30)의 경우 최종 감쇠비는 초기 감쇠비에 비해 3배 정도 증가하였으며 한정연성 시험체(RC-L-SP00-M30)는 약 7배 증가하였고 내진시험체(RC-S-SP00-M30)의 경우는 8배로 증가 하였다.

가진시 PGA 단계별로 최대변위와 감쇠비를 산출하여 Fig. 9에 변위비(drift level : Δ/H , %)에 따른 감쇠비 변화를 나타내었다. Fig. 9(a)는 심부구속철근비에 따른 감쇠비 변화이며, Fig. 9(b)와 (c)는 비내진 및 한정연성 실험체의 질량변화에 따른 감쇠비 변화이다.

Fig. 8 Half-power bandwidth method

Table 2 Natural frequency, damping ratio and stiffness degradation

PGA (g)	RC-N-SP00-M30			RC-N-SP00-M35			RC-N-SP00-M40			RC-L-SP00-M30			RC-L-SP00-M35			RC-S-SP00-M30		
	NF	DR	SD	NF	DR	SD	NF	DR	SD	NF	DR	SD	NF	DR	SD	NF	DR	SD
0.0627	3.61	1.03	100	3.61	1.06	100	3.61	1.26	100	3.72	1.33	100	3.61	1.54	100	3.61	1.19	100
0.0803	3.61	1.05	86.0	3.61	1.13	91.9	3.61	1.31	70.9	3.72	1.33	77.5	3.61	1.31	90.6	3.61	1.17	90.0
0.11	3.61	1.14	79.0	3.61	1.14	90.1	3.61	1.48	66.9	3.72	1.30	76.6	3.61	1.48	87.6	3.61	1.43	80.2
0.154	2.83	3.55	56.7	2.83	3.16	84.1	2.83	3.21	43.3	3.72	1.05	64.9	2.83	3.21	87.8	3.61	1.18	69.1
0.22	2.25	4.90	44.4	2.15	5.05	59.2	2.83	2.09	28.4	2.92	2.90	53.1	2.83	2.09	85.7	2.83	1.89	58.8
0.3	2.25	1.40	35.8	2.15	6.08	53.3	2.15	4.11	23.3	2.21	6.68	44.1	2.15	4.11	61.1	2.44	6.67	54.0
0.4	2.05	5.26	27.8	2.05	6.02	39.2	2.15	4.98	17.2	2.21	6.57	39.7	2.15	4.98	56.3	2.15	3.85	53.0
0.5	2.05	3.72	22.5	1.56	3.23	26.6	2.05	6.34	14.9	2.21	6.57	35.2	2.05	6.34	43.4	2.15	6.04	42.4
0.6	2.05	2.85	19.4	1.56	2.92	25.9	2.05	5.60	12.3	2.21	8.17	28.8	2.05	5.60	34.7	2.15	13.53	32.4
0.7	2.05	3.40	16.6	1.56	2.85	22.5	2.15	3.13	10.3	2.11	6.73	24.7	2.15	4.40	29.7	2.05	9.89	30.9
0.8	1.56	3.50	14.2	1.27	4.86	19.5	2.05	4.69	9.5	2.11	8.29	23.2	2.05	4.69	25.8	2.15	17.99	2.83
0.9	1.56	3.13	11.8	1.27	6.84	16.8	2.25	5.66	9.0	2.11	7.75	19.0	2.25	7.50	21.9	2.05	6.94	28.3

*NF = natural frequency, DR = damping ratio, SD = stiffness degradation (%)

Fig. 9(a)에 나타낸 바와 같이 심부구속철근비 증가에 따라 감쇠비가 증가하는 것으로 조사되었다. Fig. 9(b)와 (c)에 보이는 바와 같이 상부질량이 작을수록 감쇠비가 증가되었으나 RC-N-SP00-M35 실험체는 RC-N-SP00-M30 실험체보다 크게 나타났으며 이는 실험오차라 판단된다.

Drift level에 따른 감쇠비(damping ratio) 변화분포인 Fig. 9의 실험 결과를 회귀분석 하였으며 그 결과를 Table 3에 정리하였다. Table 3에 나타낸바와 같이 회귀분석한 결과 교각변위(drift level)에 따른 감쇠비 분포의 결정계수(R^2 , product moment correlation coefficient)가 내진실험체를 제외하고는 90% 이상으로 매우 높은 결과를 보이고 있으나 좀 더 많은 실험 결과를 통하여 분석할 필요가 있을 것으로 판단된다.

3. RC 부재의 비선형 거동 모델

이 연구에서는 내진안전성의 평가에 있어서 필수적인 부재의 이력거동을 조사하였다. 다음 Fig. 10은 철근콘크리트 보나 기둥부재에서의 하중재하, 비재하 및 재재하에 따른 소성힌지부에서의 핀칭효과(pinching effect)를 정의할 수 있는 이력거동 모델을 나타낸다.¹⁵⁾

여기서 K_p 는 변형률 경화구간, K_r 은 강성저하(degrading)구간의 강성, K_u 는 하중비재하(unloading), K_L 은 하중 재재하(reloading)구간에서의 강성을 나타낸다. Fig. 10의 이력거동 모델은 각 구간의 강성을 다음 식 (1)~(4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$K_p = \gamma K_0 \quad (1)$$

$$K_r = \beta K_0 \quad (2)$$

$$K_u = K_0 \mu^{-\alpha} \quad (3)$$

(a) Confinement steel ratio

(b) Mass effect (nonseismic specimen)

(c) Mass effect (limited ductile specimen)

Fig. 9 Damping ratio versus drift level relationship

Table 3 Regression results

Specimens	Regression results	R ²
RC-N-SP00-M30	$2.15\ln(DL) + 5.30$	0.89
RC-N-SP00-M35	$2.56\ln(DL) + 6.26$	0.97
RC-N-SP00-M40	$1.84\ln(DL) + 4.73$	0.95
RC-L-SP00-M30	$2.64\ln(DL) + 5.76$	0.90
RC-L-SP00-M35	$1.79\ln(DL) + 4.82$	0.89
RC-S-SP00-M30	$4.26\ln(DL) + 7.53$	0.64

Note) DL = drift level

Fig. 10 Modified Takeda hysteresis model

$$K_L = c_1 \frac{1}{c_2} K_0 \mu \quad (4)$$

여기서 K_0 은 초기강성(initial stiffness), μ 는 변위연성도, α , β , γ , c_1 및 c_2 는 상수이다.

이 연구에서 입력한 지진파를 0.9 g까지 입력하였으나 파괴에 이르지 않아 정현파를 이용하여 파괴에 도달하도록 하였다. 따라서 극한하중이후의 강성은 정현파에 의한 실험결과에 따라 조사되었다.

각 질량의 변화에 따라 Fig. 10과 같은 강성의 변화를 조사하였다. 비내진 실험체의 γ 는 질량과 무관하게 0.08, 0.07, 0.08로 조사되었으며 한정연성실험체(RC-L-SP00-M30) 및 내진실험체(RC-S-SP00-M30)의 경우 0.08, 0.09로 각각 조사되었다.

최대하중 이후의 강성의 변화를 나타내는 β 는 비내진 실험체(RC-N-SP00-M30, M35, M40)의 경우 각각 0.094, 0.15, 0.38로 상부 질량이 큰 영향을 미치는 것으로 조사되었다. 그러나 한정연성실험체 및 내진실험체의 경우 0.085 및 0.091로 심부구속철근비에 따른 영향은 크지 않은 것으로 조사되었다. 이러한 결과는 실험오차로 판단되며, 심부구속철근비는 최대하중에 도달하기 전(축방향 철근의 항복 이전)에 유효하게 작용하여 최대하중시 변형을 지연시키는 효과를 야기하나 최대하중이후 축방향 철근의 좌굴에 의해 심부구속철근이 파단된 이후에는 영향이 크지 않은 것으로 판단된다.

강성 하중비재하 구간 K_u 를 정의하기 위한 α 를 조사하였다. Priestley 등에 따르면 α 는 철근콘크리트 부재에서

Fig. 11 Relation of displacement ductility and unloading factor

Fig. 12 Relation of displacement ductility and reloading factor

통상적으로 0.25~0.7의 범위에 속한다고 보고하였다.¹⁴⁾ 이 연구에서는 다음 Fig. 11과 같이 연성도 5이하에서는 0.23~ 0.42의 범위에 속하고 연성도 5이상에서는 0.6~0.8의 범위에 속하는 것으로 조사되었다.

연성도와 α 의 상관관계를 회귀분석을 이용하여 조사한 결과 다음 식 (5)와 같은 관계를 보였으며, 이 경우의 결정계수는 $R^2=0.91$ 로 나타났다.

$$\alpha = 0.11\mu - 0.03 \quad (5)$$

하중 재재하 구간의 강성 K_L 의 경우 실험변수 즉, 심부구속철근비 및 상부 질량에 따른 영향이 크지 않은 것으로 조사되었으며 다만, 변위연성도 2~3의 범위에서 상부질량이 큰 경우 강성감소가 크게 일어났으나 연성도 4이상에서는 모든 실험체에서 0.2정도에서 수렴하는 것으로 조사되었다. 파괴시 K_L 은 약 0.1~0.2인 것으로 조사되었다. 이상의 결과는 Priestley 등이 제안한 식과 유사한 것으로 조사되었으며 변위연성과의 관계는 식 (6)과 같고 $R^2=0.965$ 로 조사되었다.

$$K_L = 0.9\mu^{-0.87} \quad (6)$$

4. 결 론

중소규모의 지진이 발생하는 지역에서의 NFGM을 받는 철근콘크리트 교각의 내진성능을 평가하기 위하여 심

부구속철근비 및 질량변화에 따른 진동대시험을 수행하였으며 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- 1) 진동대 시험시 횡구속 철근비가 증가할수록 상부질량이 적을수록 내진성능이 증가하는 것을 확인하였다.
- 2) PGA가 커질수록 균열 등으로 강성(stiffness)이 감소하기 때문에 고유진동수(natural frequency)는 감소하며 감쇠비(damping ratio)는 증가함을 확인하였다.
- 3) 교각의 변위비에 따라 심부구속철근비 및 상부질량이 감쇠비에 미치는 영향을 분석하였으며 실험 결과를 회귀분석하여 관계식들 도출하였다.
- 4) 실험 결과를 토대로 지진동을 받는 교각의 강성변화에 대한 심부구속철근비와 질량의 영향을 분석하였으며, 변위연성도와 강성과의 관계식을 도출하였다.

감사의 글

이 논문은 2006년도 중앙대학교 신진우수연수자 과정 지원에 의하여 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. 정영수, 박창영, 홍현기, 박지호, 심창수, “주철근 겹침이음된 RC 교각의 근단층지반운동에 대한 진동대 응답과 분석,” 콘크리트학회 논문집, 20권, 4호, 2008, pp. 451~458.
2. 김태훈, 박창영, 정영수, 신현목, “진동대 실험을 통한 철근콘크리트 교각의 지진거동에 관한 해석적 연구,” 지진공학회 논문집, 11권, 2호, 2007, pp. 49~59.
3. 김정환, 김재관, “안정대륙권역의 중규모지진에 의한 근단층 지반운동의 모델링,” 지진공학회 논문집, 10권, 3호, 2007, pp. 101~111.

4. 이대형, 정영수, 이재형, 송호진, “주철근 겹침이음된 형상비 4.0의 원형 철근콘크리트 교각의 내진성능 평가,” 대한토목학회 논문집, 22권, 5-A호, 2002, pp. 1193~1201.
5. 박창규, 이범기, 송희원, 정영수, “이축반복하중을 받는 2주형 철근콘크리트 교각의 실험거동,” 한국지진공학회 논문집, 9권, 1호, 2005, pp. 17~24.
6. 박창규, 정영수, 고성현, 이재훈, “주철근 겹침이음된 실물교각의 횡구속 정도에 따른 내진성능 평가,” 콘크리트학회 논문집, 16권, 5호, 2004, pp. 687~696.
7. 정영수, 박창규, 박진영, “한정연성 철근콘크리트 교각의 유사동적 실험에 의한 내진 성능 평가,” 콘크리트학회 논문집, 15권, 5호, 2003, pp. 705~714.
8. 정영수, 박창규, 이은희, “지진을 경험한 형상비 2.5 RC 교각의 내진 변위연성도,” 한국지진공학회 논문집, 7권, 3호, 2003, pp. 79~88.
9. Chung, Y. S., Park, C. K., and Meyer, C., “Residual Seismic Performance of Reinforced Concrete Bridge Piers after Moderate Earthquake,” *ACI Structural Journal*, Vol. 10, No. 1, pp. 87~95.
10. 이대형, 박창규, 정영수, “겹침이음 및 보강된 철근콘크리트 교각의 내진성능평가를 위한 Macro모델,” 대한토목학회 논문집, 25권, 54호, 2005, pp. 857~864.
11. 이대형, 정영수, “겹침이음 및 철근콘크리트 교각의 강성 및 강도감소지수 결정,” 한국지진공학회 논문집, 4권, 2호, 2000, pp. 73~81.
12. 정영수, 박창영, 홍현기, 박지호, 심창수, “주철근 겹침이음된 RC 교각의 근단층지반운동에 대한 진동대 응답과 분석,” 콘크리트학회 논문집, 20권, 4호, 2008, pp. 243~249.
13. (사)한국도로교통협회, 도로교설계기준, 건설교통부, 2005, pp. 478~482.
14. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M., *Seismic Design and Retrofit of Bridge*, John Wiley & Sons, Inc., 1996. pp. 243~249.

요 약 근단층지반운동은 진앙거리가 약 10 km 이내인 지역에서 관측되는 장주기 성분의 펄스형태를 갖는 지반운동으로서, 도심지에서 발생할 경우 미국 Northridge(1994), 일본 Kobe(1995), 터키 Izmit(1999), 중국 쓰촨성(2008), 아이티지진(2010) 등과 같이 매우 큰 피해를 야기시킨다. 이에 강진지역에서는 NFGM에 대한 많은 연구가 수행되었으나 우리나라와 같은 중약진 지역에서는 매우 미흡한 실정이다. 이 연구에서는 근단층 지반운동을 받는 철근콘크리트 교각의 거동과 내진성능을 평가하기 위하여 6기의 실험체에 대하여 진동대 실험을 수행하였다. 주요 실험 변수로는 심부구속 철근비와 상부질량 크기로서 진동대 실험 결과 심부구속철근비가 적거나 상부질량이 클수록 교각의 내진성능이 저하됨을 알 수 있었다. 또한 진동대 실험 결과를 분석하여 지진동을 받는 교각의 강성변화에 대한 심부구속철근비와 질량의 영향을 분석하였으며, 변위연성도와 강성과의 관계식을 제안하였다.

핵심용어 : 철근콘크리트교각, 지진응답, 상부구조 질량, 근단층지반운동, 진동대실험