

단방향 및 양방향 교통신호등주의 지진응답 분석

Investigation of Seismic Responses of Single- and Bi-Directional Traffic Light Poles

김태현¹⁾ · 홍상현²⁾ · 오종원³⁾ · 노화성^{4)*}

Kim, Taehyeon¹⁾ · Hong, Sanghyun²⁾ · Oh, Jongwon³⁾ · Roh, Hwasung^{4)*}

¹⁾전북대학교 토목공학과 박사과정, ²⁾에스디이엔씨(주) 연구개발전담부서 연구팀장, ³⁾롯데건설 토목사업본부 부장, ⁴⁾전북대학교 토목공학과 및 방재연구센터 교수

¹⁾Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, Jeonbuk National University, ²⁾Senior Researcher, R&D Department, SD E&C Co. Ltd.,

³⁾Department Head, Civil Engineering Division, Lotte E&C, ⁴⁾Professor, Department of Civil Engineering and Research Institute for Disaster Prevention, Jeonbuk National University

/ A B S T R A C T /

The seismic responses of traffic light poles are investigated using a finite element analysis. Among the traffic light poles, single- and bi-directional traffic light poles are considered since such poles are frequently installed on vehicle roads. For a more detailed investigation, three different lengths of the mast arm are considered for each directional pole. For a time-history analysis, six actual and two artificial earthquakes are considered and applied to each direction of the poles (x and y) to investigate which direction input provides more significant responses due to the unsymmetrical structural shape. Herein, the x and y directions are respectively parallel and perpendicular based on the single mast pole case. From the analysis results, the average maximum displacement response is developed with the x-direction input case for both types of light poles. Also, the bi-directional traffic light poles show a 13% larger response than the single-directional traffic light poles. Even though the y-direction input case produces a smaller response, the response difference between the single- and bi-directional light poles considerably increases by about 60%. The average maximum acceleration responses are almost similar for both types of light poles.

Key words: Traffic light poles, Time-history analysis, Seismic responses, Finite element model

1. 서론

교통신호등주는 도로 교통류의 흐름을 원활하게 하여 교통처리용량을 증대시키고 차량 및 보행자의 충돌사고를 방지하는 등 중요한 역할을 수행한다. 이와 같은 이유로 인해 재난 또는 사고로 교통신호등주의 기능이 상실 될 시 교통 혼잡을 동반하는 2차 피해를 유발할 수 있어 교통신호등주의 구조안전성은 매우 중요하다.

교통신호등주의 안전성과 관련하여 Kang[1]에서는 유한요소법을 이용하여 풍하중에 대한 교통신호등주 연결부의 안전성을 평가하였고, Wiegghaus et al.[2]은 풍하중에 의해 발생하는 교통신호등주의 피로균열에 대해 연구하였다. Puckett et al.[3, 4]는 탄성패드를 이용하여 교통신호등주의 성능 개선을 위한 연구를 수행하였으며, Song et al.[5]은 질량 감쇠기를 통해 교

통신호등주의 안전성을 개선하고자 하였다. 상기의 연구에 나타난 바와 같이 교통신호등주의 안전성은 풍하중에 주안점이 맞춰져 있다. 하지만 최근 국내에서는 규모 3.0이상의 지진 발생빈도가 점차 증가하고 경주지진(2016) 및 포항지진(2017)과 같은 규모 5.0이상의 지진이 발생함에 따라 국내도 더 이상 지진 안전지대가 아니라는 인식이 확산되고 있으며 이를 위해 지진에 대해 교통신호등주와 구조적으로 유사한 구조물의 성능개선을 위한 연구는 다수 수행되고 있다. 상세 사례로서 교통신호등주와 같은 모멘트 골조인 삭도시설[6] 및 가로등[7], 고층건물[8]에 관한 연구가 수행된 사례가 있으나 교통신호등주에 관한 연구는 미미하다. 또한 교통신호등주의 설계 하중조건으로 ‘교통신호기 설치관리매뉴얼[9]’에서는 사하중과 풍하중만을 고려하고 있으며 미국의 AASHTO LRFD(2019)[10]에서도 자중, 설하중, 풍하중만을 고려한다.

본 논문에서는 도로에서 흔히 볼 수 있는 측주식 횡형 교통신호등주의 내진안정성을 평가하기 위해 단방향 신호등주와 양방향신호등주를 부착대 길이에 따라 유한요소모델을 생성하고 실 지진과 인공지진을 통한 지진응답을 비교 분석하였다.

*Corresponding author: Roh, Hwasung

E-mail: hwasung@jbn.u.ac.kr

(Received August 23, 2022; Revised August 29, 2022; Accepted August 29, 2022)

2. 교통신호등주 모델링

한국도로교통시설물공업협동조합에서 발간한 ‘종합신호등주(2018)’ [11]에서는 측주식 횡형 교통신호등주의 단체 표준을 제시하고 있다. ‘종합신호등주(2018)’에 따르면 교통신호등주는 지주와 부착대, 받침부, 와이어, 플랜지로 구성되어 있으며 바닥판과 지주의 연결부와 지주와 부착대 연결부에는 보강판이 부착되어 있다. 교통신호등주의 형식은 부착대 개수에 따라 단방향 신호등주(CaseA)와 양방향 신호등주(CaseB)로 분류하며, 부착대 길이는 5 m, 7 m, 9 m, 11 m, 13 m를 제안하고 있다. 본 연구에서는 부착대 길이 중 5 m, 9 m, 11 m를 고려하였으며, 각 교통신호등주의 형식 및 부착대 길이별 지주 재원은 Table 1과 같다. CaseA와B의 지주 크기는 부착대 크기에 따라 달라지며 부착대의 길이가 같을 시 CaseA와B의 지주의 재원은 동일하다.

부착대의 종류는 부착대의 단면형상과 플랜지 모양에 따라 A형, B형, C형, D형으로 분류한다. 먼저 단면형상에 따라 강관형(A형, C형)과 테이퍼형(B형, D형)으로 분류되며 강관형은 와이어가 필수적이고 테이퍼형은 선택사항이다. 플랜지 모양에 따른 분류는 플랜지형(A형, B형)과 밴드형(C형, D형)으로 분류되며 밴드형은 부착대를 추가로 설치할 때 사용된다. 본 연구에서는 와이어가 필요하지 않는 테이퍼형(B형, D형)중에서 플랜지형

Table 1. Analysis cases for traffic light pole types

Case	Length of arm (m)	No. of mast arm (EA)	Support (mm)		
			Height	Diameter	Thickness
Case A-5	5	1	8,000	216.3	5.8
Case A-9	9			267.4	6.6
Case A-11	11			318.5	6.9
Case B-5	5	2	8,000	216.3	5.8
Case B-9	9			267.4	6.6
Case B-11	11			318.5	6.9

Table 2. Geometric conditions of mast arm

Length of Arm (m)	D_1 (mm)	D_2 (mm)	Thickness (mm)
5	180	90	3.2
9	220	110	3.2
11	220	110	4.5

인B형을 사용하였으며 부착대 길이별 재원은 Table 2와 같다. 부착대B형의 단면형상은 팔각형으로 이루어져 있으며 Table 2에서 D_1 은 지주부 쪽의 팔각형단면의 외경이고 D_2 는 부착대 끝단에서의 외경으로 단면크기가 길이방향으로 갈수록 작아진다.

Fig. 1은 부착대 길이가 9 m인 단방향신호등주(CaseA)와 양방향신호등주(CaseB)의 유한요소모델을 범용구조해석프로그램인 ABAQUS을 통해 생성한 것으로서 재원은 한국도로교통시설물공업협동조합에서 발간한 ‘종합신호등주(2018)’를 참조하였다. 교통신호등주는 Shell요소로 모델링하였으며 물성치는 SS400에 해당하는 밀도 7,850 kg/m³, 탄성계수 210 GPa, 포아송비 0.3, 항복응력 275 MPa을 적용하였고 감쇠비는 Rayleigh Damping을 사용하여 2%로 고려하였다(Fatma et al.[12]).

3. Pushover 해석

교통신호등주의 동특성을 분석하기에 앞서 정적성능을 검토하기 위해 Pushover 해석을 수행하였으며 결과는 Fig. 2와 같다. Fig. 2(a)는 변위제어로 지주 상단(LOC_A)을 부착대 설치방향(-X방향)으로 밀었을 때 발생하는 X방향 반력과 변위의 관계이고 Fig. 2(b)는 부착대 끝단(Loc_B)을 수직방향(-Z방향)으로 밀었을 때 발생하는 Z방향의 반력과 변위의 관계를 나타낸 것이다. 부착대 길이 조건(5, 9, 11 m)에 따라 지주 하단의 단면강성(EI)이 변경되며, 부착대 개수(CaseA, B)는 Pushover해석에 의한 정적성능에 미치는 영향이 없으므로 CaseA에 대해서만 Pushover 해석을 수행하였다. 그리고 원형 지주에서는 X방향과 Y방향의 하단부(Loc_D) 단면강성이 동일하므로 X방향에 대한 결과만 나타내었다. 부착대 길이방향(-X방향)으로 밀었을 시 부착대 길이가 5 m, 9 m, 11 m일 때의 수평항복변위는 Loc_C에서 항복응력 275 mm가 이르렀을 때 발생하였으며 각각 340 mm, 270 mm, 210 mm로서 교통신호등주의 하단부 단면강성이 증가할수록 전단저항력은 증가하지만 항복변위는 작아진다. 부착대 끝단 수직방향(-Z방향) 힘-변위 결과(Fig. 2(b))의 경우, 부착대 길이가 5 m, 9 m, 11 m일 때의 수직항복변위(Loc_B)는 각각 430 mm, 840 mm, 1,080 mm로서 부착대 설치방향(-X방향) 결과와 반대의 경향을 보였다. 수직방향(-Z방향)으로 밀었을 시 항복변위는 Loc_D의 항복응력 275 Mpa에 도달하였을 발생하였다. Pushover 해석결과에 따르면 지진 시 수평응답이 지배적일 경우 부착대 길이가 짧을수록 더 큰 변위가 유발될 수 있다.

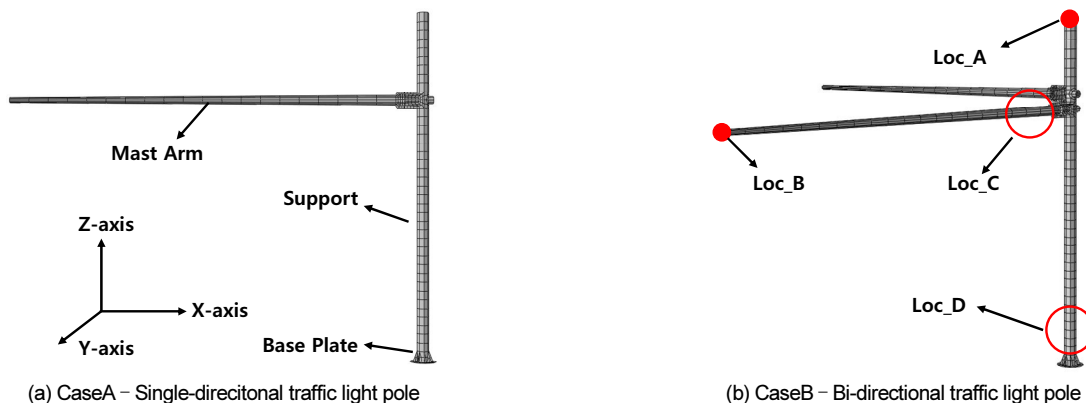


Fig. 1. Finite element model of traffic light poles

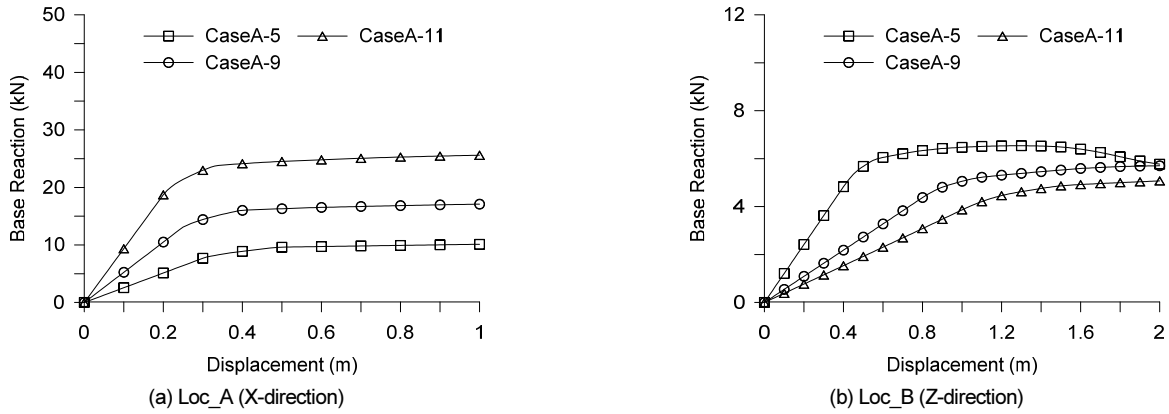


Fig. 2. Base reaction-displacement curve

Table 3. Natural frequency and mass participation factor of each mode in CaseA

Mode	CaseA-5			CaseA-9			CaseA-11		
	Frequency (Hz)	α^* (%)		Frequency (Hz)	α^* (%)		Frequency (Hz)	α^* (%)	
		X-Dir.	Y-Dir.		X-Dir.	Y-Dir.		X-Dir.	Y-Dir.
1	2.30	69.00	0.00	1.89	0.00	38.37	1.50	0.00	26.93
2	2.37	69.00	79.06	1.99	24.29	38.37	1.57	5.73	26.93
3	4.93	69.00	81.03	3.59	24.29	81.97	3.76	78.08	26.93
4	7.14	84.78	81.03	4.08	81.87	81.97	3.85	78.08	82.61
5	20.15	84.78	94.23	11.69	81.87	82.01	8.08	78.08	83.38
6	20.69	93.38	94.23	13.07	86.91	82.01	8.82	85.09	83.38
7	-	-	-	24.63	86.91	94.95	19.95	85.09	83.38
8	-	-	-	25.65	93.78	94.95	21.11	88.56	83.38
9	-	-	-	-	-	-	29.74	88.56	95.40
10	-	-	-	-	-	-	31.79	94.68	95.40

α^* : Cumulative mass participation rate

Table 4. Natural frequency and mass participation factor of each mode in CaseB

Mode	CaseB-5			CaseB-9			CaseB-11		
	Frequency (Hz)	α^* (%)		Frequency (Hz)	α^* (%)		Frequency (Hz)	α^* (%)	
		X-Dir.	Y-Dir.		X-Dir.	Y-Dir.		X-Dir.	Y-Dir.
1	1.86	43.73	32.15	1.54	20.19	18.72	1.27	13.50	11.70
2	1.91	76.64	75.85	1.80	41.18	42.46	1.50	21.12	21.58
3	3.60	77.28	76.02	2.06	44.58	45.75	1.58	22.43	21.88
4	6.73	78.73	83.86	2.90	49.71	51.98	1.89	28.06	28.13
5	7.06	87.43	86.03	3.77	59.95	81.16	3.32	28.53	84.90
6	7.90	88.40	86.79	3.92	86.78	86.65	3.38	84.72	85.17
7	20.60	94.89	86.85	10.57	86.82	86.66	7.13	84.81	85.17
8	20.79	94.96	93.00	12.68	86.86	89.84	8.63	85.55	87.95
9	-	-	-	13.10	90.35	89.92	8.82	88.93	91.69
10	-	-	-	14.34	90.47	90.05	9.47	90.50	91.70

α^* : Cumulative mass participation rate

4. 교통신호등주의 동특성 및 지반운동

4.1 교통신호등주의 동특성

교통신호등주의 형식 및 구성요소에 차이가 있는 각 Case의 동특성을 분석하기 위해 바닥판 하단을 고정단으로 적용하여 고유치해석을 수행하

였다. 각 Case에서의 누적 질량참여율이 90%가 초과할 때까지의 모드는 Tables 3-4와 같다.

CaseA와B의 고유치 결과를 비교하였을 때 CaseA는 X방향과 Y방향 모드가 독립적으로 발생하는 반면 CaseB는 X방향과 Y방향의 모드가 복합적으로 발생한다. 각 부착대 길이별 CaseA와 CaseB의 1차모드 크기를 비교하였을 때 CaseA,B의 지주 단면강성은 동일하지만 부착대 개수에

Table 5. List of earthquake

	Earthquake	Earthquake Magnitude	PGA (g)	Max. Spectral Acceleration (g)	Return Period (year)
EQ01	El centro, 1940	6.9	0.31	0.80	500
EQ02	Gilroy, 1989	7.0	0.37	1.44	500
EQ03	Northridge, 1994	6.7	0.81	2.77	2500
EQ04	Tabas, 1974	7.4	0.73	2.47	2500
EQ05	Morgan Hill, 1984	6.2	0.23	0.68	100
EQ06	Cholame 8W, 1966	6.1	0.23	0.71	100
EQ07	Artificial Earthquake_S2	-	0.19	0.50	-
EQ08	Artificial Earthquake_S5	-	0.17	0.46	-

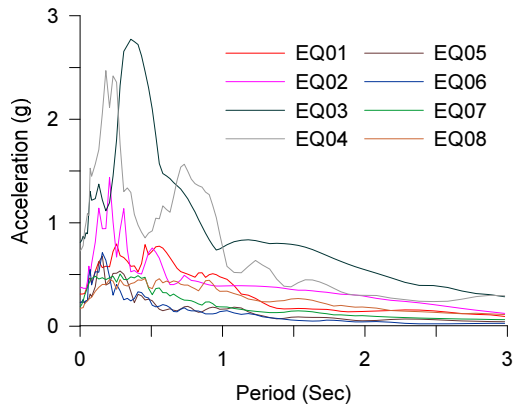


Fig. 3. Acceleration response spectrum of ground motion

의한 질량차이로 CaseB의 1차모드 진동수가 CaseA보다 약 20%작게 나타났다.

CaseA,B의 부착대 길이 변화에 따른 진동수 변화를 비교하였을 때 교통신호등주의 형식과 상관없이 부착대 길이가 증가함에 따라 X방향과 Y방향 모드에서 진동수가 모두 감소하였다. 부착대 길이가 5 m에서 11 m로 증가시 1차모드 진동수는 CaseA에서는 약 34%, CaseB에서는 약 31% 감소한다.

CaseA와 B의 주요모드(질량참여율이 높은 모드)를 부착대 길이에 따라 비교하였다. 부착대 길이 5 m에서는 약 2 Hz부근에서 주요모드가 발생하였고 11 m에서는 약 3.5 Hz부근, 부착대 길이 9 m에서는 1.5 Hz와 3.5 Hz 두 구간에서 주요모드가 발생하였다. 교통신호등주 형식에 따라 주요모드를 비교하였을 때 Case A는 특정주요모드에서의 질량참여율이 다른 모드에 비해 압도적으로 크게 나타났다. 반면에 CaseB는 X방향과 Y방향 모드가 복합적으로 발생함에 따라 각 축의 주요모드가 아닌 다른모드에서도 질량참여율이 유의미하게 나타났다. 이로 인해 입력지진의 주파수 특성이 부착대 길이 및 교통신호등주형식에 따른 지진응답에 영향을 미칠 것으로 보인다.

4.2 지반운동의 선정

구조물의 지진응답은 지진해석 시 입력되는 지진의 에너지, 진동수, 지속시간 등에 따라 달라지며, 이러한 지진의 불확실성으로 인해 특정 지진데이터로 구조물의 동특성 및 안전성을 평가하는 것은 한계가 있다. 따라서 구

조물의 내진해석 시 다수의 지진파를 입력하여 구조물의 내진성능을 평가하며, 입력 지진의 가속도 스펙트럼은(S_g) 구조물의 고유진동수를 반영할 수 있어야 한다[13, 14].

본 연구에서 사용한 지진파는 총 8개로서 재현주기가 100년(EQ5, EQ6), 500년(EQ01, EQ02), 2500년(EQ03, EQ04)인 지진파 각 2개씩과 지반이 얇고 단단한 지반인 S₂ 지반의 설계응답스펙트럼 기반 인공지진파(EQ07), 그리고 연약한 지반인 S₃ 지반의 설계응답스펙트럼 기반 인공지진파(EQ08)를 고려하였다(Table 5). Fig. 3은 Table 5에 제시된 지진파의 가속도응답스펙트럼들을 나타낸 것이다. Fig. 3의 가속도 응답스펙트럼 주기와 Tables 3-4에 나타난 교통신호등주 주요모드의 주기범위(0.03~0.80 sec)를 비교하였을 때 본 연구에서 고려한 입력지진파가 교통신호등주의 동특성을 충분히 반영할 수 있다고 판단된다.

5. 교통신호등주의 지진응답

5.1 교통신호등주 형식에 따른 가속도 및 변위응답

교통신호등주의 지진응답을 분석하기 위해 자중이 고려된 상태에서 Table 5의 지진파 가속도들을 교통신호등주 지지부에 X방향으로 입력하여 시간이력해석을 수행하였다. 그리고 해석결과는 교통신호등주의 형식과 부착대 길이, 지진파에 따라 지주상단(Loc_A)에서의 수평 변위와 가속도, 부착대 단부(Loc_B)에서의 수직변위를 비교 분석하였다.

Fig. 4는 시간이력해석을 통해 얻은 Loc_A에서의 지진파 별 최대가속도를 부착대 길이와 교통신호등주 형식에 따라 비교한 것으로 최대 가속도 크기는 지진파의 주파수 성분과 교통신호등주의 동특성에 따라 다르게 나타남을 보였다. 예를 들어 CaseA에 EQ03 지진파가 입력된 경우 부착대 길이 5 m에서 가장 큰 가속도 응답을 보였지만 부착대 길이 11 m에서는 약 1/2 수준으로 감소하였다. 반면에 EQ04 지진파를 입력하였을 때 CaseA-5에서는 1.56 g로 나타났지만 CaseA-11에서는 5.18 g로 약 3배 이상 증가하였다. 이와 같이 동일한 지진파 조건이라도 부착대 길이에 따라 주요모드의 진동수가 다르기 때문에 가속도 응답이 다르게 나타난다. CaseB 또한 부착대 길이에 따라 Loc_A에서의 최대가속도 차이는 발생하지만 CaseA의 부착대 길이별 최대 가속도 차이보다는 현저히 작게 나타난다. 이는 CaseB의 경우 CaseA와 달리 주요모드 이외의 모드에서도 질량참여율이 높기 때문에 지진파의 주요 진동수에 대한 민감도가 낮기 때문인 것으로 판

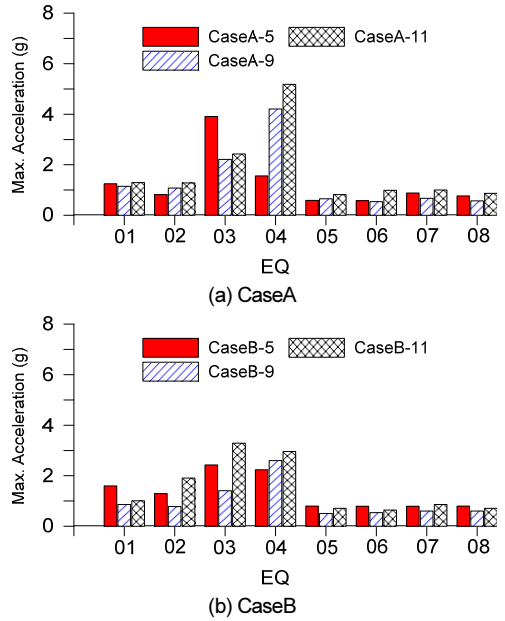


Fig. 4. Maximum horizontal acceleration at Loc_A

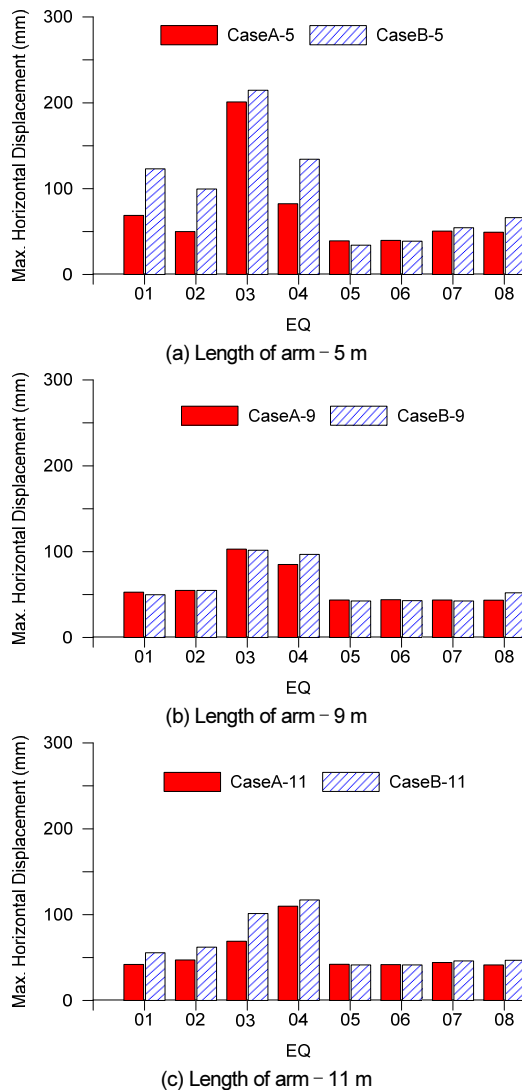


Fig. 5. Maximum horizontal displacement at Loc_A

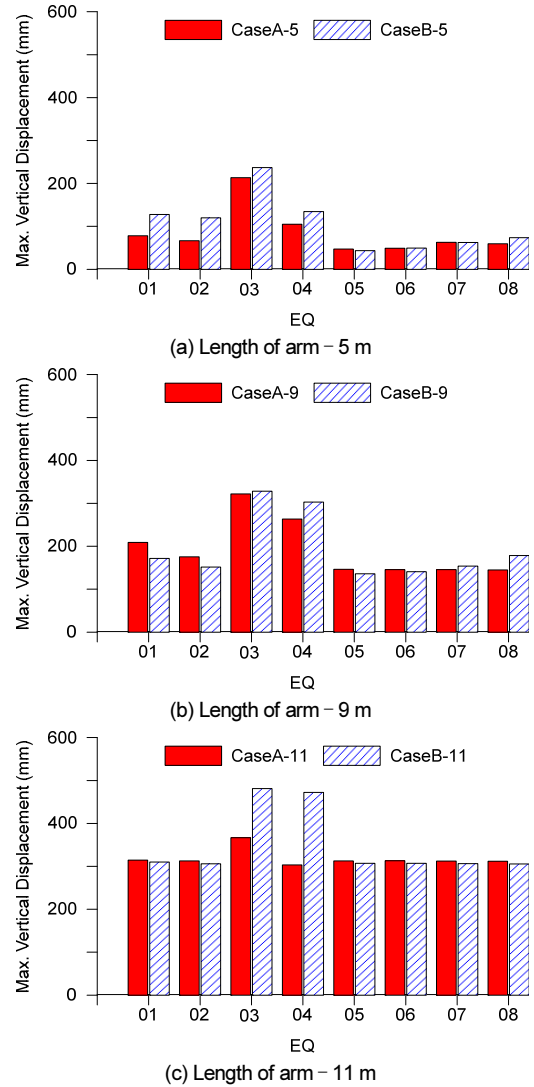


Fig. 6. Maximum vertical displacement at Loc_B

단된다.

Fig. 5는 CaseA와 B의 부착대 길이별 Loc_A에서의 최대 변위응답을 비교한 것이다. 본 논문에서 고려한 부착대 길이와 지진파를 적용하였을 때 발생하는 CaseA의 지진응답 중 최대 수평변위(Loc_A)는 부착대 길이가 5 m일 때 EQ03에서 200.97 mm로 나타났으며 해당 변위는 수평항복변위 (340 mm, Fig. 2)의 약 59%에 해당하는 수준이다. 그리고 CaseB의 최대 수평변위는 CaseA와 동일조건(EQ03, 부착대 길이 5 m)에서 214.65 mm로 가장 크게 나타났으며, 이는 수평항복변위(340 mm, Fig. 2)의 63% 수준이다.

교통신호등주 형식에 따른 Loc_A에서의 최대 변위응답은 Fig. 4의 최대 가속도 응답과 달리 대부분의 지진파에서 CaseB가 CaseA보다 크게 나타나는 것을 확인할 수 있다. 이는 CaseA와 B의 지주 높이는 동일하지만 부착대 개수 차이로 인해 CaseB에서의 지주 상단 질량이 CaseA보다 크기 때문에 CaseB에 가해지는 관성력이 더 크게 발생하기 때문이다. 즉, 부착대 길이가 같을 경우, CaseA와 B 지주의 단면 강성은 동일하기 때문에 CaseB의 변위가 더 크게 나타나며, CaseB의 가속도 응답이 CaseA보다 큰 경우(Fig. 4)에는 CaseA와 CaseB의 변위 응답 차이가 더 크게 발생한다.

Fig. 6은 CaseA와B의 부착대 단부(Loc_B)에서의 부착대 길이별 최대 수직변위를 비교한 것이다. 부착대 길이에 따른 Loc_B에서의 최대수직변위는 부착대 자중으로 인한 초기 변위(5 m : 18.90 mm, 9 m : 80.46 mm, 11 m : 158.23 mm)를 제외하더라도 부착대 길이가 길어질수록 지진파에 의한 수직변위가 크게 증가한다. 지진파 입력 시 부착대 단부에서의 최대수직변위 또한 Loc_A에서의 결과와 유사하게 CaseB에서 CaseA보다 크게 나타났다. CaseA와 B의 최대 수직변위는 부착대 길이가 11 m이고 EQ03 지진파를 입력하였을 때 가장 크게 발생(CaseA: 366.83 mm, CaseB: 481.09 mm)하였으며, 수직항복변위(Fig. 2)와 비교하였을 때 33%, 44% 수준으로 나타났다.

5.2 지진파 입력방향에 따른 지진응답

교통신호등주는 비대칭 구조로서 CaseA는 X-Z면 기준(중심축 X축)으로는 대칭구조이지만 Y-Z면 기준(중심축 Y축)으로는 비대칭 구조이다. 이로 인해 중심축이 X축일 때보다 Y축일 때 교통신호등주의 각 절점의 질량(m_i)과 중심축 사이의 거리(r_i)가 더 멀어 회전운동 상태를 유지하려는 회전관성(I)이 더 크게 작용한다(식 (1)).

$$I = \sum m_i r_i^2 \tag{1}$$

여기서, I 는 회전관성 m_i 는 점 질량 r_i 는 회전축으로부터 점 질량까지의 거리를 의미한다. 즉, CaseA와 달리 CaseB는 X축과 Y축 모두 비대칭 구조

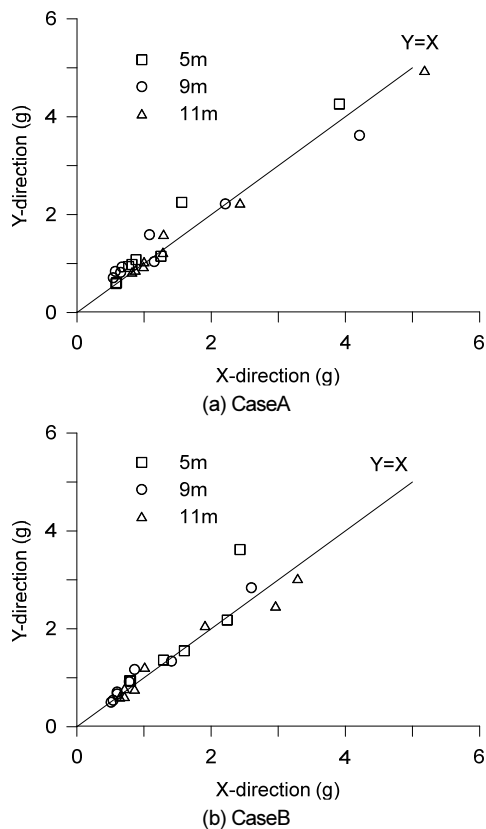


Fig. 7. Comparison of acceleration due to ground motion direction

이기 때문에 회전관성이 두 축 모두 크게 작용한다. 이와 같이 중심축에 따라 교통신호등주의 회전관성이 다르기 때문에 본 장에서는 지진파 입력방향에 따른 지진응답을 비교 분석하였다.

Fig. 7은 지진파 입력방향에 따른 Loc_A에서의 최대가속도 응답을 비교한 것으로 X축은 X방향으로 지진파를 입력하였을 때 지주 상단(Loc_A)에서의 X방향 최대가속도를 나타내고 Y축은 Y방향으로 지진파를 입력하였을 때 Y방향 최대가속도를 나타낸다. 지진입력방향에 따른 최대 가속도 응답을 비교하였을 때 CaseA와 B 결과의 대부분이 대칭선(Y=X) 위에 분포되며, 이는 지진파 입력방향에 따른 최대 가속도 응답 차이가 미미함을 의미한다. Tables 4-5의 고유치해석 결과와 비교하였을 때 CaseA의 경우 방향별 모드가 독립적으로 발생하지만 X축과 Y축 모드의 진동수 차이가 미미하기 때문에 가속도 응답이 유사하게 나타난 것으로 판단된다. 이에 반해 CaseB는 모드별 진동수 차이가 CaseA보다 크지만 X축과 Y축 모드가 복합적으로 발생하기 때문에 지진입력방향에 따른 최대 가속도 응답이 유사하게 나타난 것으로 판단된다.

Fig. 8은 지진입력방향에 따른 지주 상단(Loc_A)에서의 최대변위응답을 나타낸 것으로서 가속도응답과 비교하였을 때 CaseA는 지진파를 X방향으로 입력하였을 때의 변위응답이 Y방향으로 입력했을 때 보다 대부분 크게 발생하였다. 가속도응답과 달리 지진파 입력 방향에 따라 변위응답이 다르게 나타나는 원인으로 CaseA는 X축을 기준으로는 대칭구조이고 Y축 기준으로는 비대칭 구조이기 때문에 X축 회전관성 크기와 Y축 회전관성 크기가 다르기 때문이다. 각 축의 회전관성 크기 차이로 인해 Loc_A에서 가속도 응답은 유사하지만 지진파를 X방향으로 입력하였을 때의 변위응답

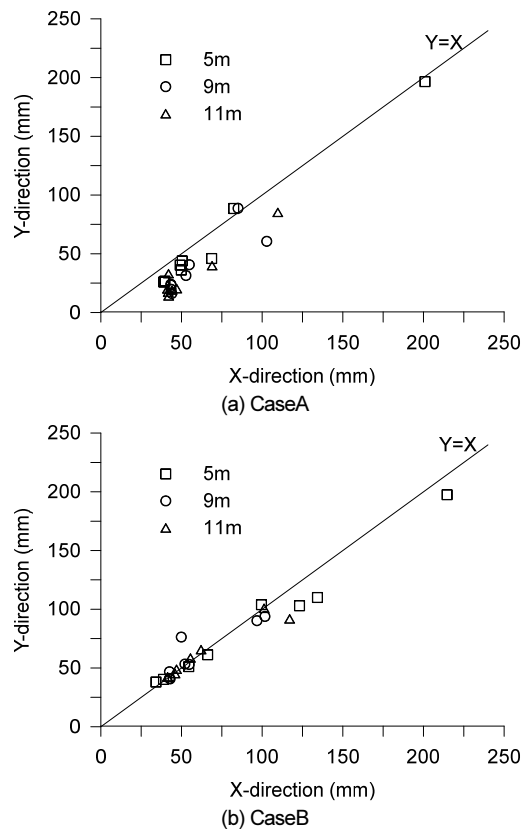


Fig. 8. Comparison of displacement due to ground motion direction

Table 6. Maximum principal stress of 5 m length of arm

Case		Loc_C (MPa)			Loc_D (MPa)		
		X-dir.	Y-dir.	Difference (abs.)	X-dir.	Y-dir.	Difference (abs.)
CaseA -5	EQ01	69	53	16	32	24	8
	EQ02	56	43	13	40	24	16
	EQ03	210	223	13	55	62	7
	EQ04	83	102	19	51	30	21
	EQ05	37	32	5	29	24	5
	EQ06	37	32	5	25	24	1
	EQ07	46	52	6	28	24	4
	EQ08	47	48	1	25	24	1
	Avg.	73.7	73.1	9.8	35.6	29.5	7.9
CaseB -5	EQ01	131	108	23	36	40	4
	EQ02	103	101	2	46	42	4
	EQ03	217	211	6	60	50	10
	EQ04	151	159	8	53	50	3
	EQ05	37	38	1	26	30	4
	EQ06	40	39	1	27	26	1
	EQ07	56	54	2	27	26	1
	EQ08	69	62	7	26	27	1
	Avg.	100.5	96.5	6.3	37.6	36.4	3.5

Table 7. Maximum principal stress of 11 m length of arm

Case		Loc_C (MPa)			Loc_D (MPa)		
		X-dir.	Y-dir.	Difference (abs.)	X-dir.	Y-dir.	Difference (abs.)
CaseA -11	EQ01	56	54	2	104	109	5
	EQ02	60.8	49	11.8	104	104	0
	EQ03	105	73	32	154	135	19
	EQ04	170	135	35	160	118	42
	EQ05	50.8	37	13.8	104	109	5
	EQ06	51	38	13	104	108	4
	EQ07	48	42	6	105	107	2
	EQ08	51	37	14	103	108	5
	Avg.	74.1	58.1	16.0	117.3	112.3	10.3
CaseB -11	EQ01	84	83	1	104	107	3
	EQ02	101	97	4	103	109	6
	EQ03	170	160	10	185	132	53
	EQ04	175.5	145	30.5	173	150	23
	EQ05	61	61	0	103	107	4
	EQ06	58	57	1	103	109	6
	EQ07	67	63	4	104	107	3
	EQ08	58	67	9	103	108	5
	Avg.	96.8	91.6	7.4	122.3	116.1	12.9

이 더 크게 나타났다. CaseB는 X축과 Y축 모두 비대칭 구조이기 때문에 X축과 Y축의 회전관성 차이가 미소하여 지진파 입력방향에 따른 변위응답 차이가 유사하게 나타났다.

Table 6와 Table 7은 Loc_A에서 지진응답이 가장 크게 발생한 부차대

길이 5 m와 Loc_B에서 지진응답이 가장 크게 발생한 부차대 길이 11 m의 지진파 입력방향에 따른 주요 연결부(Loc_C, Loc_D)의 최대 주응력을 정리한 것이다. 지진파 입력방향에 따른 지주 연결부(Loc_C)와 부차대 연결부(Loc_D)의 응력을 비교하였을 때 Figs. 5-6의 결과와 같이 부차대 길이가 짧은 5 m에서는 Loc_C에서 응력이 크게 발생하였으며 부차대 길이 11 m에서는 Loc_D에서 응력이 크게 발생하였다. 즉, 부차대 길이가 짧을수록 지주부 손상의 가능성이 크고 부차대 길이가 길면 부차대가 지주보다 더욱 취약할 것으로 보인다. 교통신호등주 형식에 따라 응력을 비교하였을 때 Loc_C와 Loc_D 모두 질량과 회전관성이 큰 CaseB에서의 응력이 CaseA보다 대부분 더 크게 나타났다. 지진파 입력방향에 따른 Loc_C와 Loc_D에서의 응력을 비교하였을 때 대부분의 지진파에서 CaseA가 CaseB보다 더 큰 응력 차이를 보였다. 이와 같은 이유는 앞서 기술한 것과 같이 CaseA는 CaseB와 달리 각 축에 대한 회전관성 크기가 다르기 때문에 지진파 입력방향에 따른 응력차이가 더 크게 나타난 것으로 판단된다.

6. 결론

본 연구에서는 부차대 길이(5 m, 9 m, 11 m)와 교통신호등주 형식(단방향 신호등주, 양방향 신호등주)에 따른 유한요소모델을 생성하고 6개의 계기 지진과 2개의 인공지진을 입력하여 각 교통신호등주의 지진응답을 비교 분석하고 지진파 입력 방향에 따른 지진응답을 비교하였다.

교통신호등주 형식에 따른 고유치해석 결과 단방향 신호등주는 부차대 길이방향(X축)과 부차대 길이 수직방향(Y축)에 대하여 각 모드가 독립적으로 발생하는 반면 양방향 신호등주는 각 방향에 대하여 복합적으로 발생하였다. 단방향 신호등주와 양방향 신호등주의 주요모드는 부차대 길이에 따라 다르게 나타나며 부차대 길이 5 m에서는 약 2 Hz 부근, 부차대 길이 9 m에서는 약 2 Hz 부근과 3.5 Hz 부근에서 발생하였고 부차대 길이 11 m에서는 3.5 Hz 부근에서 발생하였다.

부차대 길이에 따른 지주 상단에서의 가속도응답을 비교하였을 때 가속도 응답은 입력 지진파의 주파수 특성과 교통신호등주의 동특성에 따라 다르게 나타났다. 반면 지주 상단에서의 변위응답은 단방향 신호등주보다 양방향 신호등주에서 대체로 더 크게 나타났다. 본 연구에서 고려한 교통신호등주와 입력지진에 의해 발생하는 최대 변위응답은 단방향 신호등주의 경우 200.97 mm로 수평 항복변위의 59% 수준이며, 양방향 신호등주는 214.65 mm로 수평 항복변위의 63% 수준이다. 양방향 신호등주의 변위응답이 더 크게 발생하는 원인은 단방향 신호등주와 양방향 신호등주 지주의 단면 강성은 동일하지만 부차대 개수로 인해 양방향 신호등주의 관성력이 더 크게 작용하기 때문이다.

지진파 입력방향에 따른 지진응답을 비교하였을 때 단방향 신호등주와 양방향 신호등주 모두 가속도는 유사하게 나타났지만 변위응답의 경우 지진파를 X방향으로 입력하였을 때의 변위가 Y방향으로 입력하였을 때보다 단방향 신호등주는 평균적으로 약 46% 양방향 신호등주는 3% 더 크게 발생하였다. 이는 단방향 신호등주의 경우 X축과 Y축의 회전관성이 다르기 때문이며 양방향 신호등주는 X축과 Y축 모두 비대칭으로 회전관성의 차이가 미소하기 때문에 지진파 입력방향에 따른 변위응답이 유사하게 나타났다.

즉, 본 연구에서 고려한 두 가지 형식의 교통신호등주는 설계하중에 대해 유사한 정적성능을 나타내더라도 동특성에서 차이가 있기 때문에 내진 성능 또는 동적성능 분석 시 구조물의 비대칭성에 대한 고려가 필요하다.

/ 감사의 글 /

본 연구는 한국연구재단 이공분야기초연구사업의 기본연구(No. 2018 R1D1A1B07048759) 지원으로 진행되었으며 이에 감사드립니다.

/ REFERENCES /

1. Kang SJ, Structural Analysis of Wireless Traffic Signal Using Finite Element Method, Journal of the Korea Academia-Industrial Cooperation Society, 2013;14(11):5334-5337.
2. Kyle TW, John BM, Stefan H, Damage Avoidance Solution to Mitigate Wind-Induced Fatigue in Steel Traffic Support Structures, Journal of Constructional Steel Research, 2007;138:298-307.
3. Puckett JA, Hamilton HR, Riggs GS, Increased Damping in Cantilevered Traffic Signal Structures, Journal of Structural Engineering, 2000;126(4):530-537.
4. Puckett JA, Mcmanus PS, Hamilton HR, Damping in Cantilevered Traffic Signal Structures under Forced Vibration, Journal of Structural Engineering, 2003;129(3):373-382.
5. Luyu L, Gangbing S, Mithun S, Mo YL, Vibration Control of Traffic Signal Pole Using a Pounding Tuned Mass Damper with Viscoelastic materials: Experimental Verification, Journal of vibration and

- Control, 2005;21(4):670-675.
6. Kim JH, Han SY, Hong SM, Park MH, A Study on Seismic Design Code of Cable-railway Columns, Proceedings of the 2008 Fall Conference of the Korean Society for Railway, 2008;13:1018-1023.
7. Sameh S, George AS, Dynamic Behavior and Seismic Response of FRP Light Poles in High Seismic Zones, Proceedings of 6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, 2012: Rome, Italy.
8. Byong JC, Song IH, Seismic Behavior of High-rise Steel Moment-resisting Frames with Vertical Mass Irregularity, Earthquake Engineering Society of Korea, 2004;8(1):1-15.
9. Korean National Police Agency, Traffic Signal Installation Manual, c2009.
10. American Association of Highway and Transportation Officials (AASHTO), AASHTO Standard Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires and Traffic Signals, c2009.
11. Korea Road Traffic Facility Industry Cooperative, Integrated Traffic Signal Structure, c2018.
12. Fatma NK, Senay U, Gokhan O, Temel T, Estimation of Damping Ratios of Steel Structures by Operational Modal Analysis Method, Journal of Constructional Steel Research, 2015;112:61-68.
13. Ji J, Elnashai AS, Kuchma D, Seismic Fragility Relationships of Reinforced Concrete High-Rise Buildings, The structural Design of Tall and Special Buildings, 2009;18(3):259-277.
14. Zhu TJ, Heidebrecht AC, Tso WK, Effect of Peak Ground Acceleration to Velocity Ratio on Ductility Demand of Inelastic Systems, Earthquake Engineering and Structural Dynamic, 1998;16:63-79.