

지반-기초 영향을 고려한 교통신호등주의 지진응답 분석

Seismic Response Investigation of Traffic Signal-Supporting Structures Including Soil-Foundation Effects

김태현¹⁾ · 전종수²⁾ · 노화성^{3)*}

Kim, Taehyeon¹⁾ · Jeon, Jong-Su²⁾ · Roh, Hwasung^{3)*}

¹⁾전북대학교 토목공학과 박사과정, ²⁾한양대학교 건설환경공학과 부교수, ³⁾전북대학교 토목공학과 교수

¹⁾Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, Jeonbuk National University, ²⁾Associate Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Hanyang University, ³⁾Professor, Department of Civil Engineering, Jeonbuk National University

/ A B S T R A C T /

This study analyzes the seismic response of traffic light poles, considering soil-foundation effects through nonlinear static and time history analyses. Two poles are investigated, uni-directional and bi-directional, each with 9 m mast arms. Finite element models incorporate the poles, soil, and concrete foundations for analysis. Results show that the initial stiffness of the traffic light poles decreases by approximately 38% due to soil effects, and the drift ratio at which their nonlinear behavior occurs is 77% of scenarios without considering soil effects. The maximum acceleration response increases by about 82% for uni-directional poles and 73% for bi-directional poles, while displacement response increases by approximately 10% for uni-directional and 16% for bi-directional poles when considering soil-foundation effects. Additionally, increasing ground motion intensity reduces soil restraints, making significant rotational displacement the dominant response mechanism over flexural displacement for the traffic light poles. These findings underscore the importance of considering soil-foundation interactions in analyzing the seismic behavior of traffic light poles and provide valuable insights to enhance their seismic resilience and safety.

Key words: Traffic light pole, Soil-foundation effects, Nonlinear static analysis, Time-history analysis, Seismic responses

1. 서론

강진으로 인한 도로 가로등이나 교통 신호등주 피해는 교통 흐름의 혼란과 과도한 변위로 운전자의 불안감을 유발시켜 사고로 이어질 수 있다. 하지만 이러한 시설물의 설계는 바람하중에 기초하고 있고, 연구 또한 대부분 바람하중에 의한 안전성 여부를 분석하는데 집중되어 있다[1-4]. 최근 이러한 시설물의 지진응답을 연구한 사례로 Izuno et al.[5]은 강진에 의한 고속도로 교량에 설치된 지주시설물의 동적거동을 지진 규모에 따라 분석하였으며 Salib et al.[6]은 부식에 따른 지주시설물의 성능저하와 자체 중량 감소를 방지하기 위해 FRP(Fiber Reinforcement Plastics) 재료(Glass FRP, Carbon FRP)를 도입하여 지진에 의한 동적거동을 분석하였다. 또한 Siringoringo et al.[7]은 고속도로 교량에 설치된 가로등주는 자체 점성비가 낮아 교량의 고유진동수와 가까워질수록 동적 증폭현상이 커지며 이로 인해 휨 파괴가 발생

한다고 분석하였다. 최근 Kim et al.[8]은 교통 신호등주 형식 중에서 단방향 및 양방향 신호등주를 대상으로 진동수 및 지진응답을 유한요소해석으로 분석하였다. 일반적으로 교통신호등주는 지반 매설깊이가 1.5 m 내외로 그다지 깊지 않은 기초형식이다. 따라서 지진발생 시 지반 구속효과가 크지 않아 이로 인한 추가 영향을 고려하는게 합리적이라 할 수 있다. 본 연구에서는 이전 연구[8]를 보다 확장하여 지반 및 기초 고려 유무에 따른 교통신호등주의 지진응답을 유한요소모델해석을 통해 비교 분석하고자 한다. 유한요소모델 해석을 수행하기 위한 구조해석프로그램은 ABAQUS(2020)이고 국내 도심지 도로에서 주로 사용하는 부채대 길이가 9m인 단방향 신호등주와 양방향 신호등주를 대상으로 하였으며 실 지진을 통한 시간이력해석을 수행하여 교통신호등주 지주상단에서의 지진응답을 비교 분석하였다.

2. 교통신호등주

2.1 교통신호등주 모델링

교통신호등주는 Fig. 1과 같이 지주와 부채대, 받침부, 신호등, 기초로

*Corresponding author: Roh, Hwasung

E-mail: hwasung@jbnu.ac.kr

(Received July 26, 2023; Revised August 16, 2023; Accepted August 17, 2023)

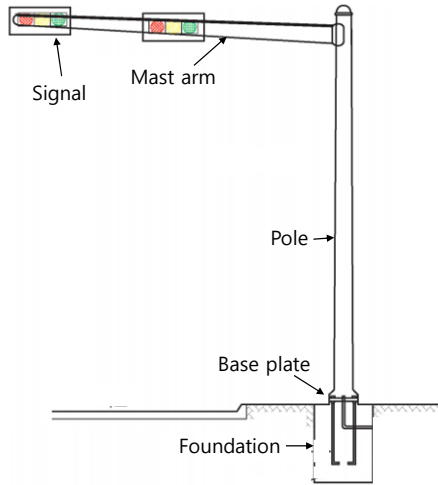


Fig. 1. Schematic diagram of traffic light pole [18]

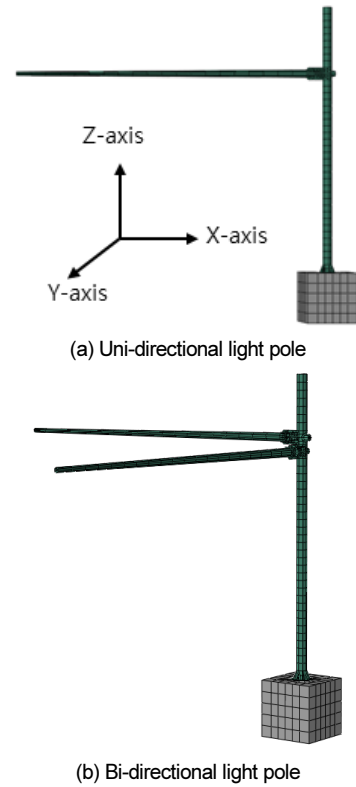


Fig. 2. Finite element model of traffic light poles

Table 1. Geometry properties of traffic light poles

Pole type	Number of mast arms	Pole dimension (mm)		
		Height	Diameter	Thickness
Uni-directional	1	8000	267.4	6.6
Bi-directional	2	8000	267.4	6.6

구성되어 있으며 추가적으로 부착대 종류(A와C Type, 종합교통신호등주 [9])에 따라 와이어가 포함된다. 교통신호등주는 지주에 부착되는 부착대 개수에 따라 단방향신호등주와 양방향신호등주로 분류되고 부착대 길이는 5 m, 7 m, 9 m, 11 m, 13 m로 분류되어 교통환경에 따라 다양하게 적용된다. 본 연구에서는 부착대 길이 9 m를 대상으로 하였으며, 와이어가 필요하지 않은 단방향 신호등주와 양방향 신호등주를 고려하였다. 한국도로교통 시설물공업협동조합에서 발간한 ‘종합교통신호등주(2018)[9]’에서 제시한 부착대 길이 9 m인 단방향 신호등주와 양방향 신호등주의 크기는 Table 1과 같고 물성치는 SS400 재질의 강재로 밀도 7,850 kg/m³, 탄성계수 210 GPa, 포아송비 0.3, 항복응력 275 MPa이다. 단방향 신호등주와 양방향 신호등주의 부착대 길이가 같을 시 지주와 부착대의 제원은 동일하다. 교통신호등주 기초의 콘크리트는 단위체적중량이 2.35 t/m³인 보통 콘크리트이며, 기초의 크기는 실제 교통신호등주 설계를 참고하여 가로, 세로, 높이가 1.5 m인 정육면체 기초를 고려하였다[10].

Fig. 2는 범용 유한요소해석프로그램인 ABAQUS(2020)를 사용하여 생성한 교통신호등주와 기초의 유한요소모델이다. 교통신호등주의 지주와 부착대는 강관으로 이루어져 있어 직경에 비해 두께가 약 1/20로 얇기 때문에 Shell 요소(S4R)를 적용하였으며 기초는 Solid 요소(C3D8R)로 모델링하였다.

신호등의 경우에는 교통신호등주의 구조성능에 미치는 영향이 미비하기 때문에 신호등 부착위치에 신호등에 해당하는 질량을 추가하여 유한요소모델에 반영하였다. 신호등의 개수 및 무게는 부착대 길이에 따라 다르며, 본 연구에서 고려한 부착대 길이 9 m인 경우에는 신호등이 2개 설치되며 각 신호등의 무게는 4 kg이다. 교통신호등주와 콘크리트 기초의 연결은 절점공유조건(Constraint-Tie 조건)을 적용하였다. 절점공유조건은 두 객체사이의 접촉면을 연결하여 모든 자유도(Translation and rotation)를 구속시

켜 두 객체의 거동을 일치시킴으로써 연결해준다. 절점공유 방법으로 node to surface와 surface to surface 방법이 있으며 본 연구에서는 두 접촉면에서의 응력 정확도가 높은 surface to surface를 사용하였다[11].

2.2 교통신호등주 동특성

단방향 신호등주와 양방향 신호등주 자체의 동특성을 분석하기 위해 콘크리트 기초 하단을 고정 경계조건으로 설정하고 고유치해석을 수행하였다. Table 2와 Table 3은 각 교통신호등주의 고유치해석 결과와 이에 따른 누적 질량 참여율이 90%를 초과할 때까지의 모드를 정리한 것이다. 부착대 길이방향(X방향)을 기준으로 단방향 신호등주와 양방향 신호등주의 질량 참여율 분포를 비교하였을 때, 단방향 신호등주는 2차모드(1.98 Hz)와 4차모드(4.05 Hz) 등의 특정 모드에서 높은 질량참여율을 보인다. 이에 반해 양방향 신호등주는 부착대 길이방향(X방향)에 대하여 각 모드에서의 질량 참여율이 대부분의 모드에서 유의미하게 나타났다. 이러한 질량참여율 분포를 Fig. 3의 단방향 신호등주와 양방향 신호등주의 모드형상을 통해 분석하였을 때, 단방향 신호등주와 달리 양방향 신호등주는 주요 모드에서의 모드형상이 X방향과 Y방향에서 동시에 발생하며 이러한 모드형상으로 인해 질량참여율이 고르게 분포되어 나타나는 것으로 판단된다. 반면에 단방향 신호등주의 5차 모드(11.68 Hz)와 양방향 신호등주 7차모드(10.57 Hz)에서는 X축과 Y축의 질량참여율이 1%미만을 보였으며 해당 모드는 지주 축을 중심으로하는 회전모드이다.

단방향 신호등주와 양방향 신호등주의 각 축에서의 1차모드를 비교하였을 때, 단방향 신호등주의 1차모드 진동수가 양방향 신호등주보다 약

Table 2. Natural frequency and mass participation ratio of uni-directional light pole

Mode	Frequency (Hz)	Cumulative mass participation ratio (%)	
		X-dir.	Y-dir.
1	1.89	-	37.24
2	1.98	24.12	-
3	3.56	-	78.70
4	4.05	79.57	-
5	11.68	-	78.73
6	13.05	84.56	-
7	24.34	-	92.32
8	25.48	91.91	-

Table 3. Natural frequency and mass participation ratio of bi-directional light pole

Mode	Frequency (Hz)	Cumulative mass participation ratio (%)	
		X-dir.	Y-dir.
1	1.54	19.99	18.49
2	1.79	40.73	42.00
3	2.06	44.04	45.18
4	2.90	49.05	51.28
5	3.75	59.30	79.23
6	3.91	84.86	84.70
7	10.57	84.90	84.71
8	12.67	84.94	87.89
9	13.08	88.43	87.97
10	14.34	88.55	88.10
11	25.44	88.87	93.58
12	25.48	93.98	93.93

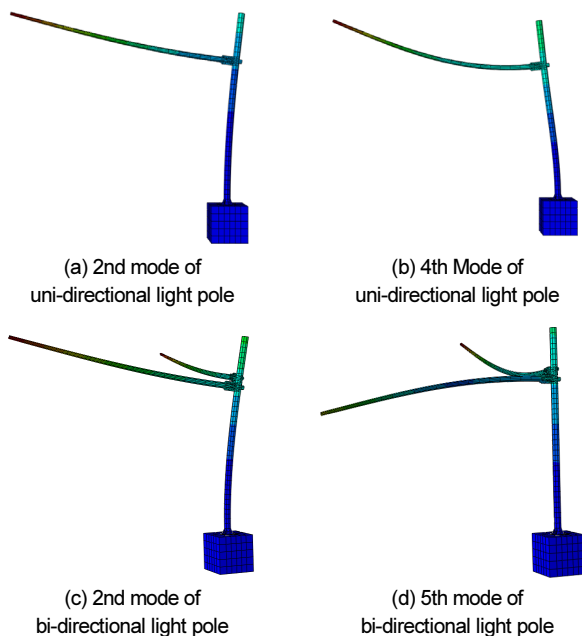


Fig. 3. Mode shape examples of traffic light poles

20% 크게 나타났다. 이는 단방향 신호등주와 양방향 신호등주의 지주강성은 동일하지만 부차대 개수차이로 양방향 교통신호등주의 질량이 더 크기 때문인 것으로 판단된다. 단방향 교통신호등주와 양방향 교통신호등주의 질량참여율이 90%를 초과할 때의 진동수는 모두 약 25 Hz에서 발생하였다. 이는 본 연구에서 고려한 교통신호등주의 경우 구조형식이 다르더라도 동특성이 발현되는 진동수 범위는 유사한 것으로 보인다.

3. 지반

3.1 지반 모델링

Fig. 4와 같이 지반의 유한요소모델을 생성하였다. 지반의 크기는 24 m × 24 m × 6 m로 지반의 양쪽은 교통신호등주 기초의 16배로 설정하였고 지반깊이는 기초깊이의 4배로 설정하였다[12]. 지반모델 요소는 지반의 비선형성과 방사효과를 반영하기 위해 근역구간은 비선형이 고려될 수 있도록 유한요소 C3D8R로 설정하였으며 원역구간은 지진파의 방사효과를 반영하기 위해 무한요소 CIN3D8로 모델링하였다[13-15]. 지반의 비선형 거동과 전단파괴를 반영하기 위한 모델은 일반적으로 많이 사용하는 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였다[16]. 지반모델의 지층은 교통신호등주 기초의 매설깊이가 얕아 본 연구에서 고려한 지반의 깊이가 6 m이기 때문에 단층으로 고려하였으며 지반모델의 저면은 기반암으로 가정하여 고정경계를 적용하였다[17].

경찰청에서 발간한 ‘교통신호기 설치·관리 매뉴얼(2020)[18]’에서는 기초전면지반을 N치가 10이고 단위 체적중량이 1.7 t/m³인 사질토 지반으로 제시하고 있다. 본 연구에서는 N값을 기준으로 지반의 물성치인 탄성계수(E)와 내부마찰각(ϕ)을 Yoshinaka[19]가 제안한 식(1)과 Dunham[20]가 제안한 식(2)를 통해 각각 결정하였고, 팽창각(dilatancy angle)은 내부마찰각을 이용하여 식(3)을 통해 산출하였다. Gang, et al. [21]은 국내 시추공데이터를 N값을 통하여 추정한 설계정수값을 비교하였을 때 점착력의 경우 기존 경험식과 큰 상관관계를 보이지 않으며 국내 지반의 점착력은 평균 18 kPa를 기준으로 오차범위 ±10 kPa를 제한하고 있다. 본 연구에서 고려한 지반의 토질정수는 앞서 언급한 경험식과 실험결과를 기반으로 결정하였으며 Table 4에 정리하였다.

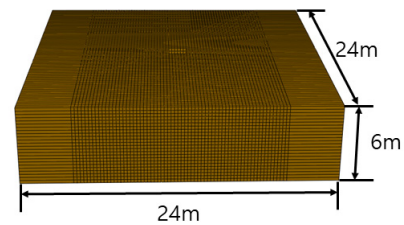


Fig. 4. Finite element model of soil

Table 4. Material properties of soil

Young's modulus	Unit weight	Cohesion	Internal friction angle	Dilatancy angle
70 MPa	1.7 t/m ³	18 kN	30°	0°

$$E = \alpha N \text{ (medium sand in } \alpha = 7, \text{)} \tag{1}$$

$$\phi = \sqrt{12N} + 20 \tag{2}$$

$$\psi = \phi - 30 \tag{3}$$

3.2 지반운동 선정 및 지반의 지진파 증폭 특성

지진파마다 동적특성(에너지, 진동수, 지속시간)이 다르며 이러한 지진파의 동적특성에 따라 구조물의 지진응답 또한 다르게 나타난다. 이와 같은 이유로 구조물의 지진해석 수행시 입력 지진파는 대상 구조물의 동적특성을 반영할 수 있어야 한다. 본 연구에서 선정된 지진파는 교통신호등주의 주기범위인 0.04~0.65초의 범위를 포함하는 총 6개의 지진을 선정하였으며 해당 지진정보는 Table 5와 같다. Fig. 5는 각 지진파의 가속도응답스펙트럼을 나타낸 것으로, 교통신호등주의 주기범위인 0.04초에서 0.65초 (1.5~25 Hz)를 적절히 반영하고 있어 교통신호등주의 동특성을 충분히 발현시킬 수 있다고 판단된다.

자유장해석은 구조물이 건설되기 전의 지반상태에서 입력지진에 따른 지반의 응답을 구하는 방법으로 구조물에 작용하는 지진파가 가진 지점으로부터 얼마나 증폭되었는지 확인할 수 있다. Fig. 6은 자유장해석을 통해 지반저면에 입력한 지진이 굴착면(Loc A)에 도달하였을 때의 증폭정도를 전달함수(transfer function)을 이용해 나타낸 것이다. 전달함수는 입력과 출력 사이의 관계를 정의하며, 지진 분석 시에는 식 (4)와 같이 푸리에 스펙트럼의 진폭 비율을 나타낸다[22].

$$H(i\omega) = \frac{S_{xy}}{S_{xx}} \tag{4}$$

여기서 H는 전달함수를 ω 는 각 진동수, S_{xy} 는 cross power spectrum 그리고 S_{xx} 는 auto power spectrum을 나타낸다.

자유장해석을 통해 얻은 지반의 입력지진파별 최대 전달함수값은 1.90에서 2.26 사이로 나타났으며, 입력지진파와 지반에 따른 평균 전달함수의 최대값은 1.94로 나타났다. 지진파의 증폭은 0.5 Hz에서 3.5 Hz 사이의 진동수 구간에서 크게 발생하나, 20 Hz 이상의 진동수 구간에서는 증폭의 영향이 미미하다.

4. 비선형 정적해석

앞서 생성한 교통신호등주와 지반의 유한요소모델을 결합하여 Fig. 7과 같이 지반을 포함한 교통신호등주의 유한요소모델을 생성하였다. 교통신호등주 기초와 지반 사이의 접촉면은 서로 힘은 주고 받지만 거동은 다르게 나타나기 때문에 이를 반영하고자 기초와 지반사이의 접촉면을 Contact 조건으로 설정하였다. Contact 조건 설정 시 교통신호등주 기초와 지반의 접촉면 사이에서 힘의 전달이 수평방향과 수직방향으로 나뉘지기 때문에 수직방향은 Hard contact 조건을 이용하였고 수평방향은 Penalty 조건을 이용하였다. 전자의 경우는 두 접촉면 사이의 힘 중 인장력은 전달하지 않고 압축력만 전달하고, 후자의 경우는 두 접촉면 사이의 미끄러짐 현상을 구현해준다. Penalty 조건에서 콘크리트와 흙의 마찰계수는 Uesugi et al.[23]의 연구를 준용하여 0.3을 적용하였다. 또한 기초와 지반의 Contact 조건 이외에 지반의 비선형 및 방사효과를 모사하기 위해 지반 유한요소모델의 원역구간은 무한요소(CIN3D8), 근역구간은 유한요소(C3D8R)를 Fig. 7과 같이 적용하였다.

교통신호등주의 종류 및 지반고려 유무에 따른 교통신호등주의 정적 성능을 비선형 정적해석을 통해 비교 분석하였다. 지중이 가해진 정적 평형상

Table 5. Information of selected ground motions

	Earthquake	Earthquake magnitude	PGA (g)	Maximum spectral acceleration (g)
EQ01	El Centro, 1940	6.9	0.31	0.80
EQ02	Gilroy, 1989	7.0	0.37	1.44
EQ03	Northridge, 1994	6.7	0.81	2.77
EQ04	Tabas, 1974	7.4	0.73	2.47
EQ05	Morgan Hill, 1984	6.2	0.23	0.68
EQ06	Cholame 8W, 1966	6.1	0.23	0.71

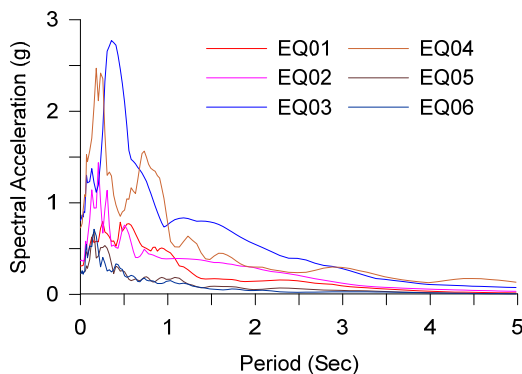


Fig. 5. Acceleration response spectrum of input ground motions

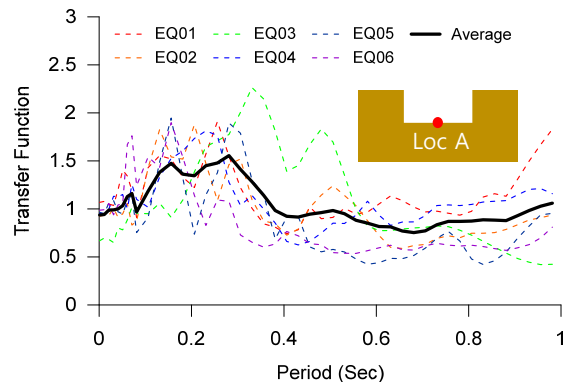


Fig. 6. Transfer function between earthquake and LocA

태에서 지반을 고려하지 않은 교통신호등주는 기초밀면을 고정시키고 지주상단을 변위제어를 통해 부착대 길이방향으로 변위비 0.1(0.8 m)까지 가력하였을 때의 밀면전단력 변화를 살펴보았으며, 지반을 고려한 교통신호등주는 지반저면을 고정 경계로 설정한 후 전술한 수행과정을 반복하였다.

교통신호등주 종류에 따른 비선형 정적해석 결과는 동일하게 나타났으며, 그 이유는 단방향 신호등주 지주와 양방향 신호등주 지주의 단면강성이 동일하기 때문이다. 지반 고려유무에 따른 비선형 정적해석 결과는 Fig. 8과 같으며 X축인 변위비는 지주상단(Top)에서의 수평변위를 교통신호등주의 총 높이인 8 m로 나눈 값으로 정의하고, 밀면전단력계수는 변위제어로 인해 발생하는 밀면전단력을 교통신호등주의 총 중량으로 나눈 값이다.

Fig. 8(a)를 통해 지반고려 유무에 따른 초기 강성을 비교하였을 때 교통신호등주의 구속조건 약화로 지반을 고려할 시 초기강성이 약 38% 감소하였으며 비선형 거동이 발생했을 때의 항복(선형과 비선형 거동의 경계점) 변위비는 지반 미고려시 0.031, 지반 고려 시 0.024로 나타나 지반 미고려 시보다 약 77% 수준에서 발생하였다. 항복 밀면전단력계수는 지반 미고려 시 0.25, 지반 고려 시에는 0.12로 지반 미고려시의 항복 밀면전단력계수의 약 48% 수준으로 나타났다.

지반이 없는 교통신호등주는 변위비가 0.031 이후부터 지주의 재료항복이 발생함에 따라 비선형 거동이 발생한다. 반면에 지반을 고려한 교통신호등주는 변위비가 0.025 이후부터 비선형 거동이 발생하며 이와 같은 원인은 교통신호등주 지주의 항복이 아닌 지주의 휨 변위와 지반구속력 감소에 따른 기초 회전으로 인한 회전변위가 더해져 비선형 거동이 발생한다.

지반을 고려하지 않은 교통신호등주의 비선형 거동이 발생할 때의 밀면전단력계수 0.31을 지반을 고려한 교통신호등주에 적용하였을 때 변위비

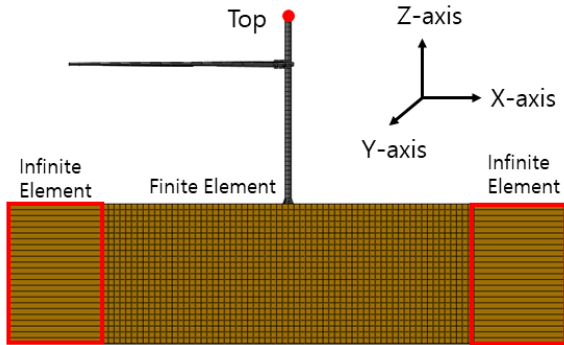


Fig. 7. Finite element model of traffic light pole including soil

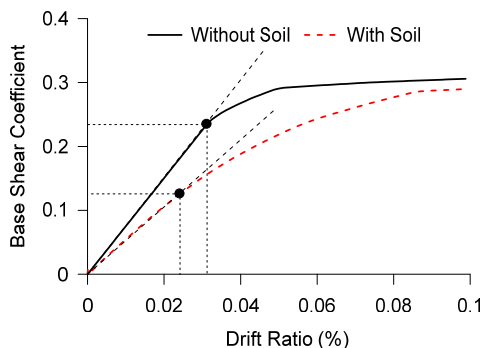


Fig. 8. Comparison of nonlinear static analysis results with and without soil

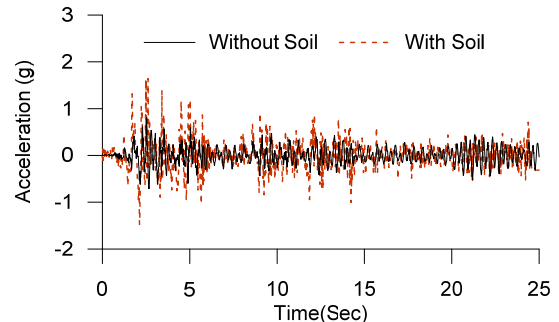
는 0.058로 실제 비선형 거동이 발생하는 변위비 0.024 보다 약 2.4배의 값이 나타났다. 따라서 지진해석을 통한 교통신호등주의 내진성능 분석 시 지반고려 유무는 중요하다고 할 수 있다.

5. 시간이력해석 및 응답분석

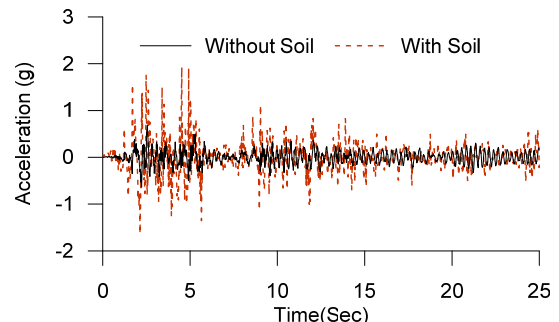
지반고려 유무에 따른 교통신호등주의 동적응답을 비교분석하기 위해 앞서 생성한 유한요소모델을 이용하여 시간이력해석을 수행하였다. 본 연구에서는 지진파에 의한 교통신호등주 부착대의 거동은 지주에 의해 지배되기 때문에 교통신호등주 지주상단에서의 지진응답을 중점으로 분석하였다. 또한 Kim et al.(2022)은 지진파의 가진방향에 따른 교통신호등주의 지진응답결과 교통신호등주의 비대칭성에 의한 회전관성 차이로 부착대 길이방향(X축)으로 지진파를 입력하였을 때가 부착대 길이 직각방향(Y축) 방향으로 입력하였을 때보다 더 큰 지진응답이 나타남을 보였다. 따라서 본 연구에서 지진파의 가진방향은 부착대 길이방향(X축)만 고려하였다.

시간이력해석에서 하중조건은 교통신호등주 자중(부착물 포함)과 부착대 길이방향(X방향)으로 지진파를 입력하였다. 지진파 입력 지점은 지반을 고려한 교통신호등주의 경우 지반저면에 입력하였고 지반을 고려하지 않은 교통신호등주는 기초저면에 입력하였다. 이때 지반을 고려하지 않은 교통신호등주의 경우 지반효과로 인한 지진파의 증폭특성을 반영하기 위해 3.2장에서 수행한 자유장해석에서 도출한 Loc A에서의 지진파를 입력하였다.

Fig. 9는 시간이력해석 결과 예시로 EQ02 지진파 입력하였을 때 지반고려 유무에 따른 지주상단에서의 가속도 응답이다. 이와 같은 방법으로 Table 5의 6개 지진파를 이용하여 각각 시간이력해석을 수행하였고 최대 가속도응답을 Fig. 10에 나타냈다. 6개 지진파에서 모두 지반을 고려할 시



(a) Uni-directional light pole



(b) Bi-directional light pole

Fig. 9. Acceleration response examples at Top (EQ02)

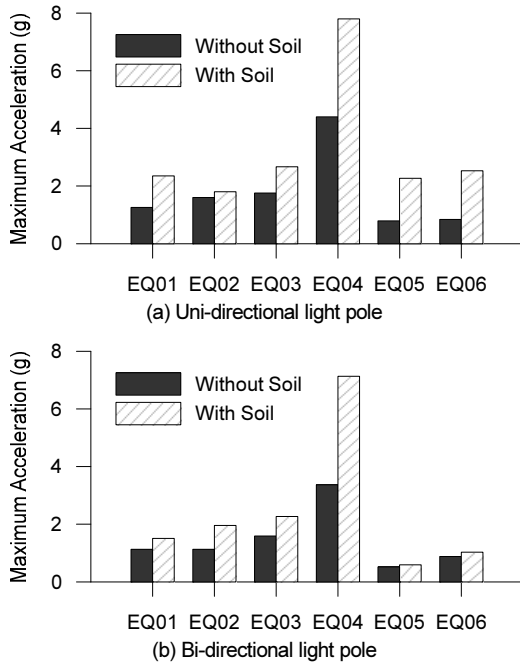


Fig. 10. Comparison of maximum acceleration responses with and without soil

더 큰 가속도 응답을 나타냈으며 지반 고려유무에 따른 최대 가속도 응답 차이는 단방향 신호등주의 경우 0.19 g(EQ02)에서 3.38 g(EQ04) 사이, 양방향 신호등주는 0.10 g(EQ04)에서 3.72 g(EQ05) 사이로 나타났다.

지반고려 유무 및 교통신호등주의 구조형식에 따른 최대 가속도 응답 평균을 비교하였을 때, 단방향 신호등주의 경우 지반 미고려 시 1.78 g, 지반 고려시 3.24 g로 지반을 고려할 경우 최대 가속도 응답 평균이 약 82% 크게 증가하는 것으로 나타났으며, 양방향 신호등주의 경우 지반 미고려 시 1.44 g, 지반 고려시 2.49 g로 지반고려시 약 73% 크게 발생하였다. 해당 수치는 지반고려에 따른 양방향 신호등주의 최대 가속도 응답 평균의 증가량이 단방향 신호등주와 비교하였을 때 약 10% 작게 발생한 것으로 지반고려에 따른 가속도 응답의 경우 단방향 신호등주에서 더욱 민감하게 반응함을 보였다. 하지만 EQ02와 EQ04 지진파를 입력한 경우, 지반고려 유무에 따른 양방향 신호등주의 최대 가속도 응답 차이가 단방향 신호등주보다 EQ02 지진시 약 60%, EQ04 지진시 35% 더 크게 발생하여 나타났다. 또한 각 지진파에 따라 최대 가속도 응답 차이는 약 13%에서 약 201%로 큰 편차를 보였다. 이러한 점을 보았을 때 지반고려에 따른 가속도 응답 차이 원인은 교통신호등주의 구조형식보다 지진파의 동적특성에 의한 영향이 더 큰 것으로 판단된다.

지반고려 유무에 따른 교통신호등주의 가속도 응답을 진동수 영역에서 비교하기 위해 시간이력해석을 통해 얻은 가속도 응답을 이용하여 고속푸리에 변환(Fast Fourier transform, FFT) 해석을 수행하였다. Fig. 11은 FFT 해석결과와 예시로서 EQ02 지진파를 입력하였을 때 진동수 영역에서의 가속도 응답을 비교한 것이다. FFT 해석결과 단방향 신호등주와 양방향 신호등주의 주요 모드는 지반고려 유무와 상관없이 유사하게 나타났으며, 진폭(Amplitude)은 지반을 고려할 경우 더 크게 발생하였다.

진동수 영역에서 지반고려 유무 및 교통신호등주 형식에 따른 가속도 응답 변화를 분석하기 위해 6개 지진파에 대한 FFT 해석을 수행하였다. 해석

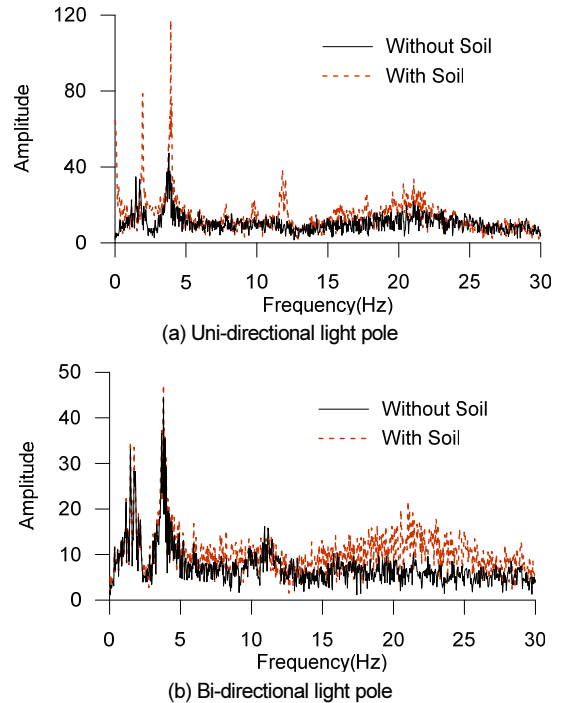


Fig. 11. Example of FFT results at Top (EQ02)

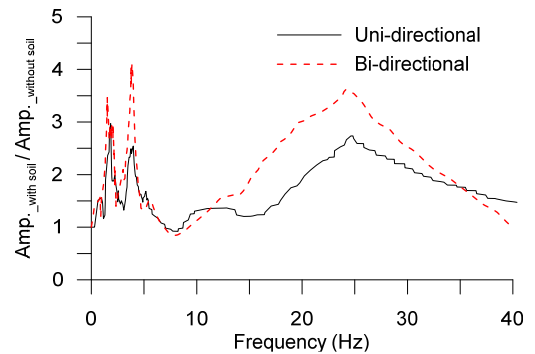


Fig. 12. Comparison of average amplitude ratios with different traffic light poles

결과를 기반으로 지반을 고려했을 때 각 진동수에서의 진폭을 지반을 고려하지 않았을 때의 진폭으로 나눈 평균을 Fig. 12와 같이 도출하였다.

지반고려 유무에 따른 단방향 신호등주의 진폭비는 1.8 Hz 부근에서 약 2.9, 4 Hz 이상 영역에서는 약 2.5 그리고 25 Hz 영역에서는 약 2.7로 나타났으며, 양방향 신호등주의 경우는 1.5 Hz 영역에서는 약 3.5, 4 Hz 영역에서는 약 4.1 그리고 25 Hz 영역에서 약 3.6로 응답이 증폭되어 나타났다. 진폭비는 주요 모드가 발생하는 진동수 영역에서 크게 발생하였으며 지반고려 유무에 따른 진폭은 2.5배에서 4.1배의 증가폭을 보였으며 단방향 신호등주보다 양방향 신호등주에서 더 크게 나타났다.

Fig. 13은 지반고려 유무에 따른 지주상단에서의 가진방향(X방향) 최대 수평변위를 비교한 것이다. 가속도 응답과 마찬가지로 단방향 신호등주와 양방향 신호등주 모두 지반을 고려할 경우 더 큰 최대 변위 응답을 보였다. 또한 최대 변위 응답은 EQ04 지진에서 발생하였으며, EQ05 지진에서 가장 작은 변위 응답을 보였다.

단방향 신호등주의 최대 수평변위는 지반 미고려시 38 mm에서 87 mm

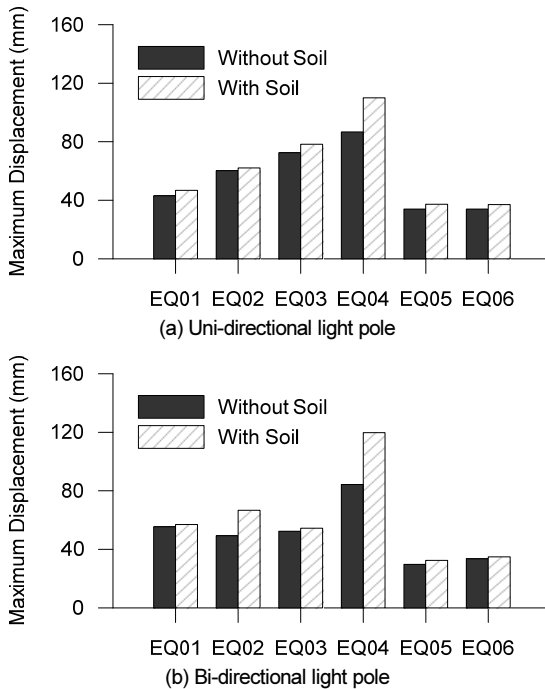


Fig. 13. Comparison of maximum displacement responses with and without soil

Table 6. Portion of rotational and flexural displacement at Top of pole

Case	Portion of displacement (%)			
	Rotational		Flexural	
	Uni-dir.	Bi-dir.	Uni-dir.	Bi-dir.
EQ01	44.50	42.65	55.50	57.35
EQ02	50.30	45.20	49.70	54.80
EQ03	58.28	73.31	41.72	26.69
EQ04	67.64	60.12	32.36	39.88
EQ05	34.03	33.90	65.97	66.10
EQ06	35.41	31.62	64.59	68.38

사이(변위비: 0.47%~1.08%)로 나타났고, 지반을 고려할 경우에는 39 mm에서 110 mm 사이(변위비: 0.49%~1.38%)로 나타났다. 지반을 고려할 경우 단방향 신호등주의 최대 변위응답은 지반을 고려하지 않았을 때보다 약 10% 증가하였다. 양방향 신호등주는 지반 미고려시 38 mm에서 84 mm 사이(변위비: 0.47%~1.05%), 지반 고려시 39 mm에서 120 mm 사이(변위비: 0.48%~1.50%)로 나타나 지반고려시 최대 수평변위는 약 16% 증가하였으며 해당 수치는 단방향 신호등주 보다 6% 높은 값으로 가속도응답과 달리 양방향 신호등주가 지반고려에 따라 더 취약해 짐을 보였다. 이러한 원인은 교통신호등주의 단면강성은 동일하지만, 부차대 개수로 인해 중량 차이가 발생하고 중량이 더 무거운 양방향 신호등주에서의 가속도에 의한 힘이 더 크게 발생하였기 때문인 것으로 판단된다.

기초-지반 영향을 분석하기 위해 지주상단에서 발생하는 변위를 지주의 휨에 의해 발생하는 휨 변위(와 기초의 회전)에 의해 발생하는 회전 변위로 나누어 분석하였다. 지진파별 최대 변위응답이 발생했을 때의 휨 변위와 회전 변위의 비율을 Table 6에 나타냈다. 총 수평 변위 대비 회전 변위의 비율

은 EQ04 지진(단방향 신호등주: 68%, 양방향 신호등주: 60%)에서 가장 크게 발생하였고, EQ05와 EQ06 지진(단방향 신호등주: 35%, 양방향 신호등주: 32%)에서 가장 작게 나타났다. Fig. 13의 수평변위 결과와 비교하였을 때 변위응답이 크게 발생한 EQ03과 EQ04의 경우에서 회전변위 비율이 높게 나타났고, 변위응답이 작게 나타나는 EQ05와 EQ06의 경우에는 휨 변위 비율이 높게 나타났다. 즉 큰 지진파가 입력될수록 교통신호등주의 휨 변위에 의해 발생하는 변위응답보다 기초-지반 영향으로 인해 발생하는 기초의 회전으로 인한 변위(전조)가 더욱 많이 발생하며 이는 재료의 항복보다 기초-지반의 영향이 주요 변형 원인을 보였다.

6. 결론

본 연구에서는 지반고려 유무에 따른 단방향 및 양방향 교통신호등주에 대한 지진응답을 분석하기 위해 유한요소모델을 생성하고 정적해석과 시간이력해석을 수행하였다.

지반고려 유무에 따른 정적성능을 분석하기 위해 비선형 정적해석을 수행하였다. 비선형 정적해석 결과 지반 고려시 구속력 감소로 인해 초기강성이 약 38% 감소하였으며, 비선형 거동이 발생할 때의 변위비는 지반을 고려하지 않았을 때의 약 77% 수준으로 지반 고려시 더욱 취약하게 나타났다.

시간이력해석 결과 지반고려 유무에 따른 최대 가속도응답을 비교하였을 때, 단방향 신호등주는 평균 약 82%, 양방향 신호등주는 평균 약 73% 크게 발생하였다. 진동수 영역에서 비교하였을 때 교통신호등주의 주요 모드가 발생하는 영역에서 가속도 증폭이 더 크게 발생함을 보였다.

단방향 신호등주의 지반 고려시 최대 변위응답은 지반 미고려시와 비교하여 약 10% 증가하였고, 양방향 신호등주는 약 16% 증가하였다. 최대 변위응답을 휨 변위와 회전 변위의 비율로 나누어 보았을 때 큰 지진파가 입력되어 거동이 크게 나타날수록 지주의 휨 변위보다 회전 변위의 비율이 더 크게 나타났다. 이는 지반 구속력 변화에 따른 회전거동(전도)이 변위응답에 영향을 미치는 주요 변형 요인으로 나타났다.

앞선 결과를 보았을 때 교통신호등주의 설계 및 평가를 위한 지진응답 분석시 지반효과를 고려하는 것은 중요하다. 또한 본 연구에서는 하나의 지반상태와 기초만을 고려하였지만, 지반상태와 기초 크기에 따라 전도에 취약할 수 있으므로 이에 관한 보다 자세한 연구가 필요하다고 판단된다.

/ REFERENCES /

- Caracogila L, Jones NP. Numerical and experimental study of vibration mitigation for highway light poles. *Engineering Structures*. 2007; 29(5):821-831.
- Sherman RJ, Connor RJ. Development of a fatigue design load for high-mast lighting towers. *Journal of Structural Engineering*. 2019;145(1):4018228.
- Magenes L. Fatigue assessment of high mast illumination poles using field measurements. Ph.D. dissertation, Dept. of Civil and Architectural Engineering, Univ. of Texas at Austin, c2011.
- Connor RJ, Colicott SH, Deschepper AM, Sherman RJ, Ocampo JA. Development of fatigue loading and design methodology for

- high-mast light poles, 2012; NCHRP Rep. No. 718, Washington, DC:Transportation Research Board.
5. Izuno K, Tsushima Y, Iida T, Kawano K, Dynamic response of highway bridge-lighting pole system for level 1 earthquake. *Journal of Applied Mechanics*. 2018;11:1039-1046.
 6. Salib S, Dynamic Behaviour and seismic response of FRP light poles in high seismic zones. 2012; Corpus ID: 216051321.
 7. Siringoringo DM, Fujino Y, Nagasaki A, Matsubara T, Seismic performance evaluation of existing light poles on elevated highway bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*. 2020;13(5): 649-663.
 8. Kim TH, Hong SH, Oh JW, Roh HS, Investigation of Seismic Response of Single- and Bi-Directional Traffic Light Poles. *Earthquake Engineering*. 2022;26(6):219-226.
 9. Korea Road Traffic Facility Industry Cooperative. Multi-Traffic Signal Structure. c2018.
 10. Seoul Metropolitan Government Transportation Management Division, Traffic Signal Supporting Structures Stability Assessment. c2017.
 11. ABAQUS Version 6.6 Documentation, ABAQUS/CAE User's Manual 15.14.1, 2009.
 12. Lee EH, Kim JM, Jung DR, Joo KH, Evaluation of the Response of BRM Analysis with Spring-Damper Absorbing Boundary Condition according to modelling Extent of FE Region for the Nonlinear SSI Analysis. *Computational Structural Engineering Institute of Korea*. 2016;29(6):499-512.
 13. Due XI, Zhao M, Wang JT, A Stress Artificial Boundary in FEA for Near-Field Wave Problem. *Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics*. 2006;38(1):49-56.
 14. Zhao M, Explicit Finite Element Artificial Boundary Scheme for Transient Scalar Waves in Two Dimensional Unbounded Waveguide. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 2011; 11(87):1074-1104.
 15. Liu J, Lu YA, Direct Method for Analysis of Dynamic Soil-Structure Interaction Based on Interface Idea. *Developments in Geotechnical Engineering*. 2006;261-276.
 16. Conniff DE, Kioussis PD, Elastoplastic Medium for Foundation Settlements and Monotonic Soil-Structure Interaction under Combined Loadings. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2007;31(6):789-807.
 17. Von EO, Pais AL, Kausel E, Some Observation on Time Domain and Frequency Domain Boundary Elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 2005;29:785-800.
 18. Korean National Police Agency. Traffic Signal Installation Manual. c2020.
 19. Yoshinaka R, Lateral coefficient of subgrade reaction. *Civil Engineering Journal*. 1968;10(1):32-37.
 20. Dunham JW, Pile foundation for buildings. *Proc. ASCE, Soil Mechanics and Foundations Division*; 1958;80(285).
 21. Gang B, Hwang B, Cho W, Empirical Estimations of Soil Constants Using Standard Penetration Test N Value. *Journal of the Korean Geo-Environmental Society*. 2018;19(6):5-12.
 22. Hooman T, Mohammad TR, Three Dimensional Finite Element Modeling of Seismic Soil-Structure Interaction in Soft Soil. *Computers and Geotechnics Engineering*. 2014;60:9-19.
 23. Uesugi M, Kishida H, Uchikawa Y, Friction Between Dry Sand and Concrete Under Monotonic and Repeated Loading. *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1990;30(1):115-128.