道路橋—付属構造物系のレベル 1 地震動に対する応答評価

Dynamic response of highway bridge - lighting pole system for level 1 earthquake

伊津野 和行*・津島 佑一郎**・飯田 毅***・河野 健二****

Kazuyuki Izuno, Yuichiro Tsushima, Takeshi Iida and Kenji Kawano

*工博 立命館大学教授 理工学部都市システム工学科 (〒525-8577 草津市野路東 1-1-1)

**工修 大鉄工業株式会社 (〒532-8532 大阪市淀川区宮原 4-4-44) 研究当時立命館大学院生

***工博 大阪産業大学教授 工学部 (〒574-8530 大東市中垣内 3-1-1)

****工博 鹿児島大学教授 工学部 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

Secondary systems of the highway bridges such as lighting poles and information poles should resist the level-1 earthquake to acquire the serviceability of the traffic lifeline. This paper studied the bridge-lighting pole interaction during the level-1 earthquake using a precise FEM model. First, the modal analysis showed that the opening at the middle of the pole to house the electric device inside the pole reduced the twisting stiffness of the pole. Then, the earthquake response analysis showed that the precise FEM model verified the stress concentration at the opening corner. The response of the lighting pole was amplified more than 10 times because of the resonance with the bridge. Further, the effect of the mass ratio of the lighting pole and the bridge was evaluated using a two-degree-of-freedom system.

Key Words: lighting pole, interaction, eigenvalue analysis, effective mass

キーワード: 照明柱, 相互作用, 固有値解析, 有効質量

1. はじめに

現在, 道路橋の耐震設計では, 非常に希に発生する大地震(レベル 2 地震動)に対する性能が重視されている。しかし, 道路橋の付属構造物である照明柱や標識柱にとっては, 橋梁の耐用年間に発生する可能性が高い地震(レベル 1 地震動)に対する挙動を考えることも重要である。道路橋における付属構造物の役割は道路状況, 交通状況を把握し, 道路交通を安全, 円滑に流すということである。道路橋が橋脚の崩壊や橋桁の落下などで通行止めとなり, 車両の通行が不能場合には付属構造物は全く無用なものになってしまうが, 道路橋に損傷がなく, 車両の通行が可能な場合には付属構造物は倒壊することを避け, かつ標識や器具などの落下を防ぐという耐震性レベルを確保しなければならない。しかし, 現状では, 死荷重と風荷重を考慮した弾性設計がなされており¹⁾, 地震応答についてはほとんど考慮されてこなかった。1995 年阪神・淡路大震災で, 道路橋被害のほとんどなかった大阪地区で 100 本以上の照明柱が座屈変形を受けたり, 標識等が落下したりといった被害が報告されているが^{2,3)}, 設計基準には変化がない。

付属構造物の特徴としては, 剛性と質量が小さい, 減衰性も小さく共振しやすい, 耐震性からではなく機能性や景観からデザインされる等があげられる⁴⁾。したがっ

て, 道路橋との動的相互作用を明らかにした上で, レベル 1 地震動に対する設計の重要性を認識することが, ライフラインとしての道路網全体の耐震性を向上させる第一歩だと考える。

道路橋の付属構造物についての研究は, 自動車交通による走行荷重や風荷重による振動と疲労に関するものが多い。小塩らは⁵⁾, 支承のゴム支承化や 3 径間連続化などを行った橋梁の構造改変が付属構造物に与える影響や供用化での付属構造物の疲労耐久性について検討している。井舎らは⁶⁾, 標識柱の振動要因に関して数値シミュレーションを実施している。また, 海老澤らは⁷⁾, 走行荷重に起因する路面振動を入力波とする時刻歴応答解析を行い, 照明柱の振動挙動予測の検討をしている。建部らは⁸⁾, 高架橋に設置された照明柱の疲労評価を実施している。伊津野⁹⁾は付属構造物として標識柱を例にとり, 地震応答について検討している。これらの研究では, 主構造物と付属構造物の固有周期が近ければ, 共振現象によって付属構造物の応答が大きくなり, 疲労寿命も短くなるが, 基部の疲労を考慮して設計された付属構造物は, 加速度応答, 基部ひずみ値の減少と, 疲労寿命の大幅な向上がみられるといったことが明らかになっている。

阪神・淡路大震災時における照明柱の被害は, 路面から 1~2m の位置に設けられた安定器収納用開口部の座屈変形が多かった^{2,3)}。この対策には, 照明柱本体の詳細な

モデル化による数値解析的検討が必要だと考えられる。しかし、従来の研究は計測による検討が多く、数値解析も付属構造物は簡略にモデル化されることが多い。よって本研究では、付属構造物として照明柱を対象として取り上げ、これまで解析時に梁モデルとして簡略化されてきた照明柱を詳細にモデル化することで、基部や開口部などの応力状態を調べ、構造上の問題を検討することを目的とする。

2. 解析モデル

解析に用いた照明柱は I 形の照明柱（中空円柱断面）とし、汎用有限要素法ソフトウェア Femap with NX Nastran によってプレート要素で 3 次元モデル化した。実際の照明柱と同様、基部にリブを 4 方向に取り付け、安定器収納用の開口部もモデル化した詳細モデルと、比較のためにリブおよび開口部のない簡易モデルの 2 種類を作成した。詳細モデルはベースプレートの固定もボルト固定をモデル化し、簡易モデルでは基部の板を完全固定した。

灯具は簡略化して直方体にモデル化し、照明具として 10kg の質量を与えた。実際の照明柱を参考に、使用材料は一般構造用鋼管の STK400、板厚は柱部を 4.2mm、開口部を 3.2mm とした。モデル図を図-1 に示し、諸元を表-1 に示す。

(a) 全体図

(b) 灯具詳細

(c) 簡易モデルの基部詳細

(d) 詳細モデルの基部詳細

(e) 詳細モデルの開口部

(単位 mm)

図-1 モデル図

表-1 モデル緒元

地上高さ (mm)	先端径 (mm)	地際径 (mm)	総質量 (kg)
10,000	75	175	183.8

表-2 簡易モデルの累積有効質量比

次数	振動数 (Hz)	X 方向 (面外)	Y 方向 (面内)	Z 方向 (鉛直)
1	1.210	52.8	0.1	0.0
2	1.211	53.3	53.2	0.0
3	6.339	53.3	72.5	1.0
4	6.376	72.5	72.5	1.0
5	14.299	76.3	72.5	1.0
6	16.175	76.3	80.0	4.6
7	20.055	82.0	80.0	4.6
8	28.403	82.0	84.2	10.1

表-3 詳細モデルの累積有効質量比

次数	振動数 (Hz)	X 方向 (面外)	Y 方向 (面内)	Z 方向 (鉛直)
1	1.124	0.0	47.8	0.1
2	1.193	46.5	47.8	0.1
3	5.968	46.5	64.1	0.7
4	6.306	62.1	64.1	0.7
5	9.892	66.8	64.1	0.7
6	15.759	66.8	70.2	3.6
7	19.854	71.9	70.2	3.6
8	28.317	71.9	73.3	8.0

3. 固有値解析

柱部の振動特性を調べるために固有値解析を行った。図-2 が簡易モデル、図-3 が詳細モデルの1次～8次までの振動モード図である。表-2 と表-3 には、それぞれの有効質量比を示した。1次と2次は灯具が水平方向に、面内あるいは面外に揺れる振動モードである。3次は灯具が鉛直に首振りをするような振動モードであり、4次は柱の2次振動モード、5次は柱のねじり振動モード、6次以降は柱の高次モードとなる。

簡易モデル（表-2）と詳細モデル（表-3）とでは、1次と2次のモードが入れ替わり、振動数が2%程度低下している。開口部のない簡易モデル（表-2）では、1次と2次の固有振動数にほとんど差がない。開口部を設けることで面内方向の剛性や柱のねじり剛性が低下することが、1次、5次モードの振動数低下という形で現れている。表-2 と表-3 を見ると、固有振動数1.2Hz付近の1次、2次モードで面外（図中のX）方向、面内（図中のY）方向ともに有効質量比が約50%となる。よって、1次、2次モードが水平方向の揺れとして支配的であることが分かる。このほかに6～7Hz付近にも卓越振動数があり、

これらの振動数までで水平方向の有効質量比は70%を超える。低次モードにおける灯具の振動は柱部の水平方向の揺れによる首振り運動が支配的である。一方、鉛直方向の揺れは6次以降のモードで現れ始めている。また、簡易モデルと詳細モデルとで、振動モード形状に大きな差はない。

(a) 1次振動モード

(b) 2次振動モード

(c) 3次振動モード

(d) 4次振動モード

(e) 5次振動モード

(f) 6次振動モード

(g) 7次振動モード

(h) 8次振動モード

図-2 簡易モデルの振動モード

(a) 1次振動モード

(b) 2次振動モード

(c) 3次振動モード

(d) 4次振動モード

(e) 5次振動モード

(f) 6次振動モード

(g) 7次振動モード

(h) 8次振動モード

図-3 詳細モデルの振動モード

4. 地震応答

ここでは、簡易モデルと詳細モデルを橋に設置したことを想定した地震応答解析を行う。橋梁を線形1自由度系としてモデル化し、減衰定数 $\eta=5\%$ を与えた。橋を模擬した直方体の剛体を支持するばね剛性を変化させ、固

有周期を0.1~2.0秒まで0.1秒刻みで変化させた20通りの橋梁モデルを作成した。剛体の質量は照明柱質量の1000倍とした。この質量比の影響については、5章で考察する。これに、リブも開口部もない照明柱を完全固定した簡易モデル、リブと開口部のある照明柱をボルト固定した詳細モデルの2種類を設置し(図-4)、解析結果を比較した。レベル1地震動に対しては、橋が線形応答をすることが考えられるため、ここでは線形応答計算を行った。現在、照明柱は許容応力度設計がなされている。共振状態になれば実際には照明柱が非線形領域に入ることが考えられるが、ここでは基礎的検討として降伏するかどうかに着目することとし、照明柱も線形部材でモデル化することとした。

入力地震動は、道路橋示方書のⅡ種地盤レベル1標準地震入力例¹⁰⁾を用い、水平に入力した。入力方向は照明柱の面内(橋軸直角)方向とした。付属構造物の減衰は一般的に小さいということを考慮し、減衰定数を $\eta=1\%$ と仮定した。図-5に入力地震波形を示す。共振時における灯具先端部の加速度応答は地上に設置した場合の応答よりも大きくなることが予想されるため、照明具の落下等の危険性がより高い。図-6に各固有周期の台に簡易モデルおよび詳細モデルを設置した場合の灯具先端部の最大水平加速度応答値を、図-7に同じく鉛直加速度の最大応答値を示す。

図-6、図-7より、橋の固有周期が1秒付近では、どちらのモデルでも水平加速度応答が、地上に設置した場合(固有周期0秒)の10倍程度、鉛直加速度応答も5倍程度になることがわかる。これは、図-2、図-3に示した1次と2次の固有周期に近いためである。図-7の鉛直加速

図-4 台上の照明柱モデル

図-5 入力地震波

図-6 灯具先端部の最大水平加速度

図-7 灯具先端部の最大鉛直加速度

図-8 灯具先端部の水平加速度応答時刻歴波形
(詳細モデル・固有周期 1.0 秒)

図-9 簡易モデルの最大応力

図-10 詳細モデルの最大応力

度応答では、3 次振動モードの影響で 0.2 秒付近にも応答の大きい周期帯域がある。

図-6、図-7 で詳細モデルと簡易モデルを比較すると、固有周期 1 秒付近での最大値が、簡易モデルの方が大きくなるのがわかる。これは、1 次および 2 次振動モードの有効質量比が、簡易モデルの方が大きいことの影響だと考えられる。灯具の取り付けに関しては、簡易モデルによる検討をすれば安全側である。ただし、どちらのモデルでも水平加速度は最大 7G 以上となり、何らかの対策が必要である。

共振している状況を図-8 に示す。これは、詳細モデルを固有周期 1.0 秒の橋に設置した場合の水平加速度時刻歴応答波形である。減衰が小さいこともあり、徐々に応答が大きくなっていく様子がわかる。減衰が $k=1\%$ と小さな付属構造物の応答が共振して大きくなるまでには時間がかかる。入力したレベル 1 地震動が最大となる時点は 10 秒付近であるが、応答加速度が最大となる時点は 15 秒付近である。

次に応力について検討する。共振時における各部に作用する応力は、地上に設置した場合よりも大きくなり、基部や開口部などの断面急変部が降伏に至る可能性が高いことが過去の事例からも予想される。図-9 に簡易モデル、図-10 に詳細モデルを、それぞれ各固有周期の台に設置したモデルの各部の最大応力値を示す。横軸で固有周期 0 秒の値は、照明柱を地上に設置した場合の値を表しており、いずれも降伏応力より小さな値にとどまっている。一方、橋の上に設置したことを模擬した場合（固有周期 0 秒以外）では、一部で降伏応力を超えている。地上に設置された照明柱は、1995 年阪神・淡路大震災でも被害を受けていない。橋との相互作用が問題であることがわかる。

図-9 より、簡易モデルでは加速度応答や変位応答と同様に固有周期が 1 秒付近の台に設置した場合に、共振現象によって各部に作用する応力が最大となり、基部での最大応力は約 700MPa と、地上に設置した場合の約 10 倍である。また、基部の最大応力は台の固有周期が 0.7 秒以上のときに降伏応力を超える。簡易モデルでは開口部をモデル化していないが、その開口部に相当する位置の要素は 0.8 秒～1.5 秒の間で降伏応力を超えている。

図-11 簡易モデルの応力分布

(a) 基部付近

(b) 開口部付近

図-12 詳細モデルの応力分布

図-10 より、詳細モデルも簡易モデルと同様の傾向を示す。基部の最大応力は380MPaと、地上に設置した場合の約12倍である。ボルト固定部は最大でも210MPaであり、降伏応力は超えない。しかし、リブ接合部および開口部の隅角部においては共振点を避けても、ほとんどの場合で降伏応力を超えてしまう。開口部では最大1666MPaと、降伏応力240MPaの約7倍である。開口部は照明柱の1次固有振動で大きく変形するため、その影響が大きいことがわかる。リブ接合部および開口部の隅角部においては、台の固有周期に関わらず、ほとんどの場合で降伏応力を超え

図-13 詳細モデル基部の応力時刻歴波形

図-14 詳細モデル基部の応力フーリエスペクトル

図-15 入力波のフーリエスペクトル

図-16 詳細モデルの基部と開口部の応力時刻歴

てしまうため、接合部の形状の改善や応力が集中する部分の板厚の増加などによって応力を下げる必要がある。

都市内高架橋などに多い0.3秒程度の短周期構造物に設置された場合、図-9の簡易モデルの結果からは、ほとんど問題ないという結論が導かれる。しかし、図-10の詳細モデルの結果からは、応力集中係数を考えたとしても、この周期帯域で開口部に降伏が生じる。簡易モデルでは、危険側の結論が得られる可能性があることに注意を要する。

実務設計例では、開口部およびリブ補強の溶接止端部に対し、それぞれ応力集中係数として 1.86, 3.8 が用いられている。図-9 の簡易モデルの最大応答値に応力集中係数をかけた値と、図-10 の詳細モデルの最大応答値を比較すると、基部のリブ接合部では詳細モデルの 2 倍以上となって十分な安全性を確保できる。しかし、開口部では詳細モデルの 0.6 倍にしかならない。応力集中係数の設定には、実験も含め、今後より詳細な検討が必要であろう。

応力分布は、両モデルで当然かなり異なる。図-11 が簡易モデルの基部付近の応力分布、図-12 が詳細モデルの(a)基部付近と(b)開口部付近の応力分布である。図-11 の簡易モデルでは、高さ方向に様な応力分布であるのに対し、図-12 の詳細モデルではリブの取り付け部や開口部の隅角部など、局所的に応力集中が見られる。

図-13 は、固有周期 1.0 秒の台に載せた詳細モデル基部の応力時刻歴応答であり、図中の水平線は降伏応力を示している。基部は降伏応力に達するとしても数回であることがわかる。また、図-14 はその応答のフーリエスペクトルである。2Hz 以上の振動数成分はほとんどない狭帯域の応答になっている。図-15 に示す入力波（加速度）のフーリエスペクトルと比較すると、固有周期 1.0 秒の台によってフィルタリングされた効果がわかる。

図-16 は同じく詳細モデルで、基部と開口部上側の隅角部の応力時刻歴を比較した図である。応力集中している開口部の隅角部では、応答後すぐに降伏応力を超えることがわかる。基部とはほぼ同じ位相で揺れていることから、1 次もしくは 2 次の低次振動モードの揺れが卓越していることがわかる。

なお、本研究では照明柱の減衰定数を $\gamma=1\%$ と仮定したが、振動台実験結果¹¹⁾の振動波形からは、照明柱の形式によっては減衰がより小さいことも考えられる。その場合、応答値がより大きくなることも考えられるので注意が必要である。

5. 橋と照明柱との質量比の影響

橋梁付属構造物の地震応答には、質量比の影響がある。本研究で用いた照明柱モデルの質量は表-1 に示すとおり約 200kg である。鋼製橋脚でスパン 20m 程度の鋼床版桁であれば、照明柱との質量比が 1：数百程度だと考えられる。PC 桁の場合にはその比が 1：数千程度になることも考えられる。一方、数十 m 間隔で照明柱が設置されることを考えると、その比は小さくなる。

そこで本章では、質量比が固有振動特性に及ぼす影響について検討した。簡単化して考えるため、橋と照明柱とを非減衰 2 自由度系としてモデル化し、その固有振動を求めた。台と付属構造物との質量比を α として 2 自由度系の振動数方程式を解くことにする。

$$n^4 - \{\omega_1^2 + (1 + \alpha)\omega_2^2\}n^2 + (\omega_1^2 - \alpha\omega_2^2)\omega_2^2 = 0 \quad (1)$$

ここで、 ω_1 ：台の固有円振動数、 ω_2 ：付属構造物の固

有円振動数、 α ：質量比＝付属構造物の質量／台の質量、 n ：全体系の固有円振動数である。

台の固有周期を横軸にとって、全体系の固有周期と有効質量比とをプロットした。前章と同様に、台の固有周期を 0.1～2 秒まで変化させ、付属構造物の固有周期としては前章の詳細モデルの 1 次固有周期 (1.12Hz＝0.89 秒) を採用した。図-17 は、質量比 $\alpha=1/100$ と $1/1000$ のケースで、全体系の固有周期を比較した図である。0.8 秒付近の固有振動が、付属構造物の揺れが卓越する振動モードであり、右上がりに変化しているのが、台の揺れが卓越する振動モードである。質量比の違いが及ぼす影響は、0.8 秒付近の共振領域における 1 次と 2 次固有周期と、それ以上の長周期領域における 1 次固有周期に現れる。しかし、その差は最大でも 4% 程度である。照明柱の質量は小さいため、 $\alpha=1/100$ としても主構造物である橋梁の固有周期に及ぼす影響は小さいということが言える。

図-17 固有周期の関係

図-18 有効質量比の関係

しかし、図-18に示す有効質量比には、 $\alpha = 1/100$ の場合、かなり大きな影響があることがわかる。照明柱の固有周期より長い固有周期の橋では、有効質量比にかなり違いが見られる。つまり、主構造物と付属構造物との動的相互作用が見られる。軽くて長い橋に多数の照明柱が設置されている場合には、動的相互作用の検討が必要になってくる。 $\alpha = 1/1000$ になると、共振領域を除いて主構造物の揺れが卓越する振動モードの有効質量比がほぼ 100%となり、動的相互作用は無視できることがわかる。

6. おわりに

本研究では、照明柱の簡易モデルと詳細モデルを橋梁に設置した場合の振動特性について、固有振動解析と地震応答解析によって検討した。得られた主な結論は以下の通りである。

- 1) 固有振動モードは、開口部を設けた詳細モデルを用いることで面内方向の剛性や柱のねじり剛性が低下した。しかし、振動モード形状にはあまり変化が現れない。
- 2) レベル 1 地震動に対する応答結果より、地上に設置した照明柱に作用する応力は降伏応力より小さい。
- 3) 橋梁を模擬した台に照明柱を設置した場合、灯具の加速度や基部の応力は、共振領域では地上に設置した場合の 10 倍以上となる。詳細モデルを用いた場合、開口部の隅角部では降伏応力を超えるケースがある。
- 4) 照明柱と橋梁との質量比が 1:1000 程度であれば、動的相互作用の影響は無視できる。1:100 程度であれば、固有周期は変化しないが、各モードの有効質量比は変化し、動的相互作用の影響を無視し得ない。

参考文献

- 1) 日本道路協会:道路照明施設設置基準・同解説, 1981.
- 2) 阪神高速道路公団監修:震災から復旧まで[写真集], 阪神高速道路管理技術センター, 第3編, 第6章, 1997.
- 3) 田中亀一郎, 金田誠, 池田隆政, 佐藤光治:阪神高速道路3号神戸線の道路照明設備, 照明学会誌, Vol. 82, No. 3, pp. 211-217, 1998.
- 4) Villaverde, R.: Earthquake resistant design of secondary structures, Proc. of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.2013, June 1996.
- 5) 小塩達也, 李相勲, 山田健太郎, 森成顕, 森下宣明:交通荷重による標識柱の振動と疲労耐久性, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 47A, pp.1009-1017, 2001.
- 6) 井舎英生, 北田俊行, 西岡敬治, 徳増健:道路橋の門型標識柱の振動要因に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 51A, pp.43-50, 2005.
- 7) 海老澤健正, 後藤芳顕, 岡部健:走行荷重による高架橋照明柱の振動挙動の計測と動的応答解析, 土木学会第 60 回年次学術講演会, 第 1 部, pp.1067-1068, 2005.
- 8) 建部実, 高田佳彦:照明柱疲労評価に関する考察, 阪神高速道路公団, 技報第 22 号, pp. 119-126, 2005.
- 9) 伊津野和行:道路高架橋付属構造物の地震応答特性に関する基礎的検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 45A, pp. 1037-1046, 1999.
- 10) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, V. 耐震設計編, p. 307, 2002.
- 11) 田中亀一郎, 金田誠, 池田隆政, 佐藤光治:阪神高速道路 3 号神戸線の道路照明設備, 照明学会誌, Vol. 82, No. 3, pp. 211-217, 1998.

(2008 年 4 月 14 日 受付)