

高架橋上に設置された照明柱の耐震性能評価（その 1）

（一財）首都高速道路技術センター 正会員 ○右高 裕二 柳瀬 匡雄  
首都高速道路株式会社 正会員 松原 拓朗 細井 雄介  
横浜国立大学 フェロー会員 藤野 陽三 正会員 田村 洋 シリンゴリンゴ ディオン 高橋 竜太

1. はじめに

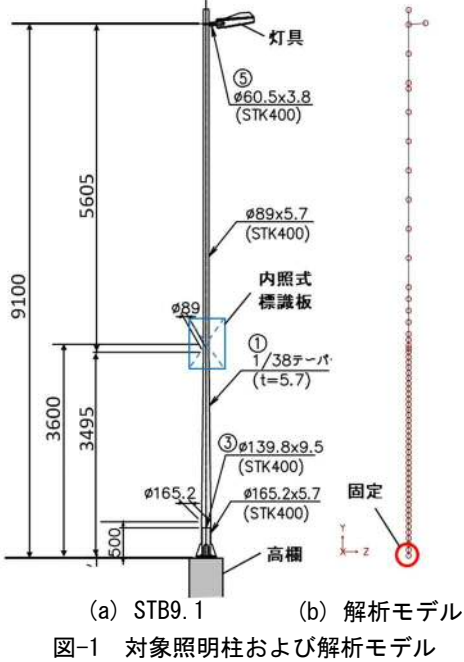
首都高速道路は、大規模地震後速やかに路面点検、一般車両の排出を実施し、緊急輸送路として機能する必要がある。首都高速道路上には、約 19,000 基の照明柱が設置されており、地震により照明柱が損傷し、高速路面上に転倒もしくは建築限界を侵すほどに大きく変形すると、道路啓開の妨げとなる。また、照明柱が高架下に落下した場合には、第三者被害となる可能性がある。

照明柱は、風荷重や疲労に対する設計や対策はなされているが、地震に対する設計はされてこなかった。本報告では、既存の照明柱から代表的なタイプを選定し、照明柱の実機を用いた静的載荷試験並びに動的解析により耐震性能を確認した結果を報告する。

2. 高架橋上に設置された照明柱の動的解析

2.1 対象照明柱 首都高速道路に設置されている照明柱の型式のうち、設置数量の多さから図-1 (a)に示す上側がストレート、下側がテーパである STB9.1 型式を検討対象とした。

2.2 動的解析 高架橋上に設置された照明柱の地震時挙動を確認するため、動的解析を実施した。高架橋は、基本固有周期が照明柱の基本固有周期に近い 1.1 秒である西新宿 JCT とした。西新宿 JCT に道路橋示方書に規定されるレベル 2 地震動の標準加速度波形 6 波を入力し、その時の上部構造の応答加速度波形を照明柱の入力波として、照明柱単独系で動的解析を行った。事前にいくつかのケースで照明柱と高架橋を一体とした動的解析結果と、照明柱単独系に高架橋の応答加速度波形を作用させた動的解析結果を比較し、同等の地震応答が得られることを確認している。照明柱の解析モデルを図-1 (b)と表-1 に示す。高欄より上の部分をモデル化し、非線形はり要素 (M-φ モデル) を用いた。照明柱の材料である STK400 の降伏応力度の下限値は板厚が 40mm 以下の場合 235N/mm<sup>2</sup> であるが、ここでは、試験体から採取した試験片による材料試験結果から 515N/mm<sup>2</sup> とした。動的解析による照明柱頂部の最大水平応答変位を表-2 に示す。表には、後述する単調載荷試験および交番載荷試験と比較するために、載荷位置での最大水平応答変位も示している。照明柱頂部の最大水平応答変位は 1.87m であった。照明柱頂部の応答変位が最大のときの曲げモーメント分布を図-2 に示す。テーパ頂部付近において応答曲げモーメント



(a) STB9.1 (b) 解析モデル  
図-1 対象照明柱および解析モデル

表-1 解析条件

|              | 重量 (kg) | 要素      |
|--------------|---------|---------|
| 照明柱          | 137     | 非線形はり要素 |
| 灯具           | 11      | 節点質量    |
| 内照式標識版       | 120     | 節点質量    |
| 基部の境界条件      |         | 固定      |
| 固有周期         |         | 0.787秒  |
| 固有周期 (照明柱のみ) |         | 0.652秒  |

表-2 動的解析による最大水平応答変位

|       | 高さ (m) | 西新宿 JCT 入力地震波 | 変位 (m) |
|-------|--------|---------------|--------|
| 照明柱頂部 | 9.35   | II-II-2       | 1.87   |
| 載荷点   | 8.00   | II-II-2       | 1.41   |

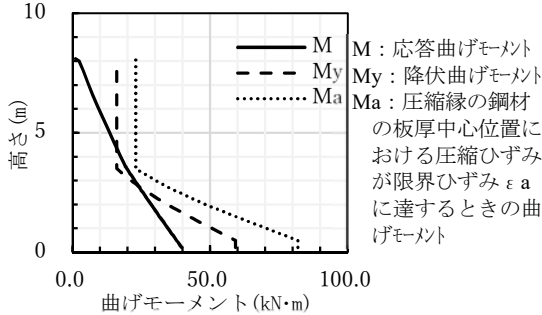


図-2 頂部変位最大時の曲げモーメント分布

キーワード 照明柱, 耐震, 橋梁附属物

連絡先 〒105-0001 東京都港区虎ノ門 3-10-11 (一財) 首都高速道路技術センター技術研究所 TEL 03-3578-5751

ーメントが降伏曲げモーメントを超過することがわかる。

3. 照明柱を用いた静的载荷試験

3.1 単調载荷試験 単調载荷試験の状況を写真-1 に示す。横に倒した照明柱の基部から 8m の位置をチェーンブロックでけん引した。载荷点での荷重-変位関係を図-4 に示す。図には、はりモデルとシェルモデルにより求めた荷重-変位関係も示し、実験に対する再現性を確認した。水平変位 2m 付近からテーパ頂部付近が局所的に変形し、水平変位 3.3m 付近で断面の凹みが確認され荷重が大きく低下した。動的解析の最大応答変位であった 1.41m では、照明柱は降伏し剛性も低下するが、座屈等の損傷は発生しておらず、荷重の低下もない。载荷点での水平変位が 1.41m の時の照明柱の変形形状を図-5 に示す。地震時の最大変位であっても照明柱が建築限界を侵さないことがわかる。

3.2 正負交番载荷試験 繰返し载荷による照明柱の損傷への影響を確認するため、正負交番载荷試験を実施した。载荷パターンは、テーパ頂部付近の計測点で初めに降伏ひずみに達したため、この時の载荷点の変位を降伏変位  $\delta_y$  とし、 $\delta_y$  を整数倍で漸増した。各载荷変位の繰返し回数は 3 回とした。载荷装置の载荷可能最大変位である 1.8m 付近に達した後は、最大载荷変位での载荷を繰り返した。荷重-変位関係を図-6 に示す。試験時点ではミルシートに記載されている降伏応力度を基に算出した降伏ひずみを使用していたが、その後の材料試験結果から実際の降伏応力度がそれよりも約 1.28 倍高く、試験時の  $1\delta_y$  (0.608m) は  $0.78\delta_y$  であると推定されたため、 $0.78\delta_y$  の整数倍で载荷変位を整理した。2.34 $\delta_y$  負側 10 回目で座屈が、正側 14 回目でき裂が確認され、その後荷重が大幅に低下し载荷を終了した。

正負交番载荷による繰返し载荷回数と動的解析より得られた応答変位の繰返し回数の比較を表-5 に示す。解析における降伏変位  $\delta_y$  は、材料試験より得られた降伏応力度を用いた Pushover 解析により载荷点と同じ 8m 位置の水平変位を漸増させ、鋼管断面の一部が降伏ひずみに達したときの変位とし、载荷試験と同様に 0.78 倍した。表より、道路橋示方書の設計地震動では、応答変位が降伏変位  $\delta_y$  相当に留まるため、大きな塑性変位が繰返し生じることによる極低サイクル疲労破壊や座屈等の損傷は生じず、大幅な耐力の低下も生じないことがわかる。

4. おわりに

解析および静的载荷試験により、地震時の照明柱の耐震性能を確認した。今回のケースでは、道路橋示方書の設計地震時では照明柱に若干の損傷は発生するが、照明柱が破断し転倒したり大きな変形により建築限界を侵したりはしないと考えられる。

謝辞 実験の実施にあたっては、熊谷組技術研究所に多大なる配慮をいただいた。ここに感謝の意を表する。

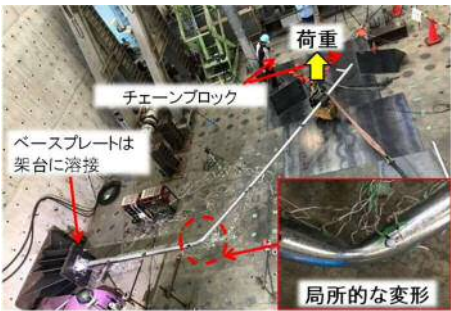


写真-1 単調载荷試験の状況

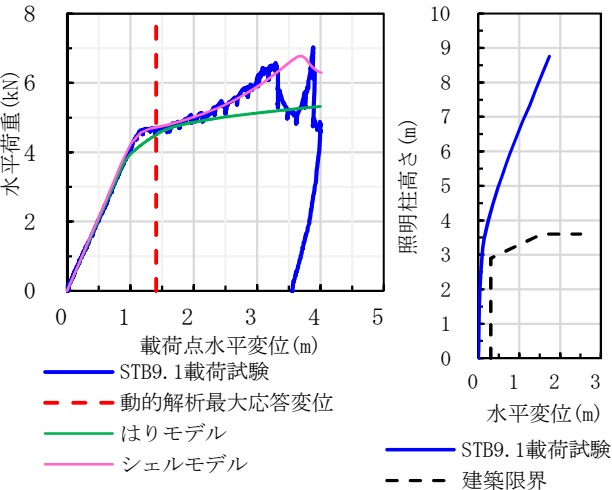


図-4 荷重-変位関係 図-5 変形形状

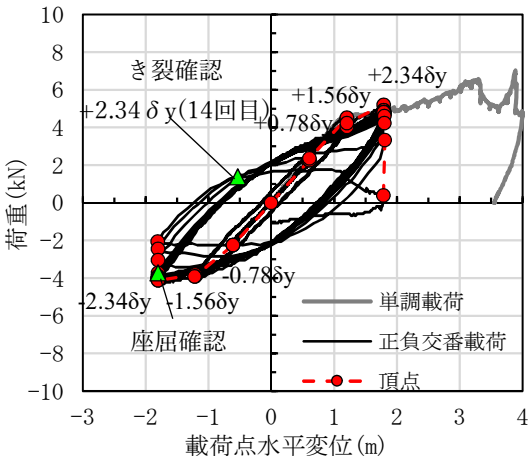


図-6 荷重-変位関係

表-5 繰返し回数の比較 (3.5m タイプ)

|                 | 载荷試験       |           | 解析                  |                    |                     |
|-----------------|------------|-----------|---------------------|--------------------|---------------------|
|                 | 変位<br>(mm) | 回数<br>(回) | タイプ I<br>変位<br>(mm) | タイプ I<br>回数<br>(回) | タイプ II<br>回数<br>(回) |
| 0.78 $\delta_y$ | 608        | 3.0       | 681                 | 36.5               | 5.5                 |
| 1.56 $\delta_y$ | 1216       | 3.0       | 1361                | 0.0                | 1.0                 |
| 2.34 $\delta_y$ | 1824       | 13.5      | 2042                | 0.0                | 0.0                 |