

高架橋上に設置された照明柱の耐震性評価

右高 裕二¹・松原 拓朗²・細井 雄介²・藤野 陽三³・田村 洋⁴
Dionysius Siringoringo⁵・高橋 竜太⁶

¹正会員 工修 一般財団法人首都高速道路技術センター 技術研究所
(〒105-0001 東京都港区虎ノ門三丁目10番地11号虎ノ門PFビル)

²正会員 工修 首都高速道路株式会社 技術部 (〒100-8930 東京都千代田区霞が関1-4-1日土地ビル)

³フェロー会員 博士(工学) 横浜国立大学先端科学高等研究院上席特別教授
(〒240-8501 神奈川県横浜市保土ヶ谷区常盤台79-5)

⁴正会員 博士(工学) 横浜国立大学大学院都市イノベーション研究院准教授
(〒240-8501 神奈川県横浜市保土ヶ谷区常盤台79-5)

⁵正会員 博士(工学) 横浜国立大学先端科学高等研究院特任教員准教授
(〒240-8501 神奈川県横浜市保土ヶ谷区常盤台79-5)

⁶正会員 工修 元横浜国立大学大学院都市イノベーション学府
(〒240-8501 神奈川県横浜市保土ヶ谷区常盤台79-5)

1. はじめに

首都高速道路（以下、首都高）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、緊急輸送道路として機能する必要がある。首都高上には、約19,000基の照明柱が設置されており、地震により高速道路上の照明柱が損傷し、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、第三者被害が生じる可能性もある。

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、レベル1地震動（震度法）よりも風荷重の方が照明柱に与える影響が大きいことから、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構造を選定し、実際の照明柱を用いた静的載荷試験および動的解析により照明柱本体の耐震性を確認した結果を報告する。

2. 対象照明柱の選定

(1) 首都高速道路に設置されている照明柱

首都高に設置されている照明柱の構造および数量を表-1と表-2に示す。照明柱として最も多い構造種別は、写真-1に示すような直線型照明用鋼製テーパ

表-1 首都高速道路に設置されている照明柱

構造種別	数量(基)	割合(%)
直線型照明用鋼製テーパポール	14,103	74
低ポール用鋼製テーパポール	1,435	8
照明用鋼製テーパポール	985	5
その他	2,484	13
合計	19,007	100

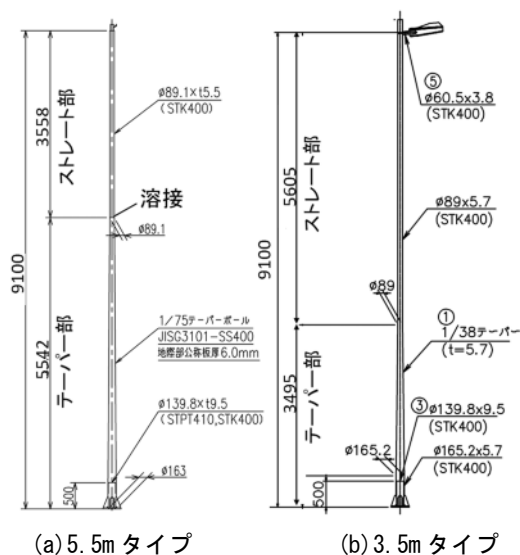
表-2 直線型照明用鋼製テーパポールの型式

型式	数量(基)	割合(%)
STB9.1	7,407	39
STB9.75Y	1,519	8
STB11.1	1,260	7
その他	—	—

*「割合」は、照明柱全数（19,007）に対する割合

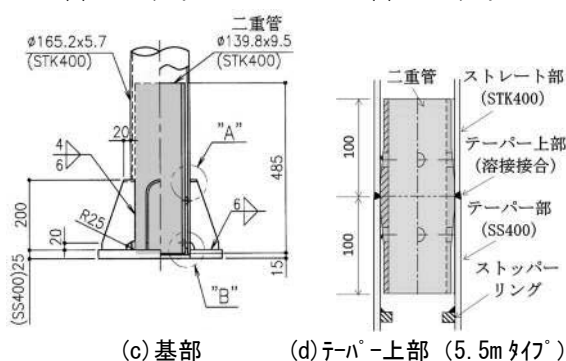


写真-1 直線型照明用鋼製テーパポール



(a) 5.5m タイプ

(b) 3.5m タイプ



(c) 基部

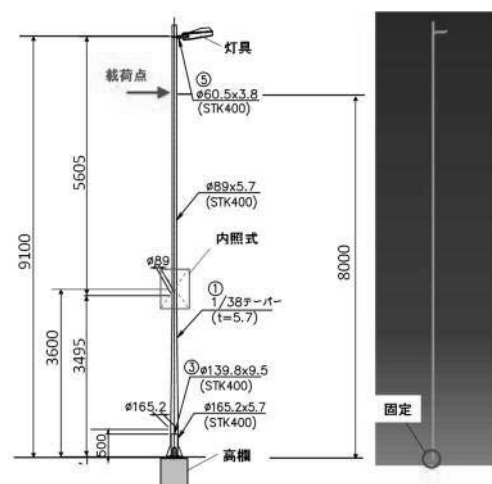
(d) テーパー上部 (5.5m タイプ)

図-1 対象とする照明柱 (STB9.1)

一ポールであり、全体の約74%を占めている。直線型照明用鋼製テーパーポールの中には、灯具取付け高や灯具数等の違いにより複数の型式が存在する。さらに、同型式であっても、年代やメーカーによってテーパー上部位置や板厚、構造ディテールが異なる。

(2) 対象とする照明柱

検討対象とする照明柱は、最も設置数が多い直線型照明用鋼製テーパーポールのSTB9.1とした。図-1の(a)、(b)に示すように、STB9.1は、柱の上側がストレートの鋼管、下側はテーパーのついた鋼管であり、テーパー上部位置が5.5m付近と、3.5m付近(約3.5~4m)に大別される。灯具はいずれも9.1mの高さに設置されている。また、図-1(c)に示すように、基部はリブ上端から疲労き裂が発生するのを防止するためにU字リブが用いられており、疲労き裂が発生しても照明柱が倒壊しないようにフェールセーフとして内部に管(以下、二重管)が取り付けられている。STB9.1のうち、耐荷力や変形能に与える影響が大きい断面変化位置(テーパー上部位置)と使用状況を考慮して、次の2つの型式を検討対象とした。



(a) STB9.1 (3.5m タイプ)

(b) 解析モデル

図-2 解析モデル

表-3 解析条件

	質量	モデル化
照明柱	135 kg	剛性 (非線形) 質量
灯具	11 kg	質量
内照式標識板	120 kg	質量
基部の境界条件		固定
固有周期 (灯具、標識板あり)		0.792秒

a) A社製 (平成13年度~平成17年度)

5.5m付近にテーパー上部がある照明柱の代表として、平成13~17年度に設置されたA社製の照明柱を選定した(図-1(a))。選定理由は、約2,400基と設置数が多いことと、テーパー部とストレート部が溶接接合されており、そこが損傷の起点となると考えられたからである。接合部の内部には、図-1(d)に示すように、接合部が損傷した時の柱の落下を回避するために二重管が設置されている。この照明柱を、以後「5.5mタイプ」と呼ぶ。載荷試験に用いた照明柱は、実際に首都高に設置されていたものである。

b) B社製 (平成29年度~)

3.5m付近にテーパー上部がある構造の代表として、平成29年度から設置されているB社の照明柱を選定した(図-1(b))。選定理由は、類似の構造を含めると約1400基と設置数が多いことと、現行基準の構造であることから今後も設置数が増加するからである。スピニング加工により一本の鋼管から製作されているため、ストレート部とテーパー部の境界に継ぎ目はない。スピニング加工は、約700度に熱した鋼管をローラーにより絞ることで鋼管径を調整し、成形する方法である。この照明柱を、以後「3.5mタイプ」と呼ぶ。載荷試験に用いた照明柱は、新たに製作したものである。

表-4 照明柱頂部に生じる最大変位

	高さ	入力地震動 ^{*)}	変位
照明柱頂部	9.35 m	Ⅱ-Ⅱ-2	2.16 m
載荷点位置	8.00 m	Ⅱ-Ⅱ-2	1.63 m

*)照明柱を設置した高架橋への入力地震動

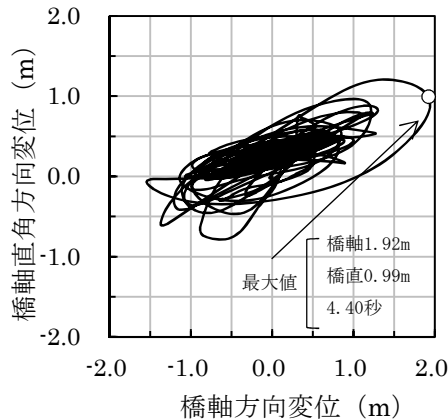


図-3 照明柱頂部応答変位リサージュ (Ⅱ-Ⅱ-2)

3. 高架橋に設置された照明柱の地震応答解析

(1) 解析方法および入力波形

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。動的解析は照明柱の基本固有周期(0.79秒)に近い西新宿JCT(1.10秒)に対して、道路橋示方書¹⁾に規定されるレベル2標準加速度波形6波を橋軸方向と橋軸直角方向にそれぞれ同時に入力して照明柱取付け位置での橋軸方向と橋軸直角方向の応答加速度波形を求め、照明柱単独モデルに作用させることで行った。なお、事前に高架橋に標準加速度波形を作用させた照明柱と高架橋の一体系解析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単独系解析を比較し、同程度の地震応答が得られることを確認している。解析はAbaqus 3DEXPERIENCE R2018xを用いて、材料非線形と幾何学的非線形性を考慮した複合非線形解析とした。

(2) 解析モデル

照明柱の解析モデルと解析条件を図-2と表-3に示す。照明柱のモデル化は高欄上に設置される部分のみとし、要素は非線形はり要素を用い、各断面をファイバー要素で分割した。各ファイバー要素には、鋼材の応力-ひずみ関係として表-6に示す3.5mタイプの試験体から採取した試験片による材料試験結果の平均値から、ヤング係数 $2.26 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、降伏後の剛性を初期剛性の1/100とした移動硬化型のバイリニアモデルを与えた。STK400の降伏応力度の公

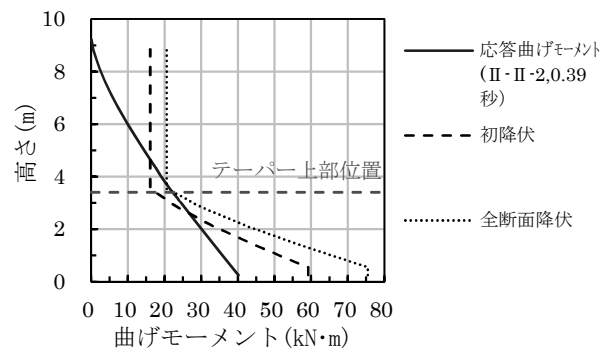


図-4 頂部変位最大時の曲げモーメント分布

表-5 照明柱の履歴吸収エネルギーW

入力地震動 ^{*)}	W	入力地震動 ^{*)}	W
I-Ⅱ-1	9.1 kN・m	Ⅱ-Ⅱ-1	4.3 kN・m
I-Ⅱ-2	6.5 kN・m	Ⅱ-Ⅱ-2	6.7 kN・m
I-Ⅱ-3	8.3 kN・m	Ⅱ-Ⅱ-3	4.0 kN・m

*)照明柱を設置した高架橋への入力地震動

称値は板厚が40mm以下の場合 235 N/mm^2 であるが、材料試験結果の平均値 513 N/mm^2 とした。降伏応力度が大きいのは、スピニング加工により加工硬化したものと考えられる。照明柱基部の境界条件は固定とし、ベースプレートやアンカーボルトは考慮していない。照明柱各部の曲げ耐力分布より、テーパ上部位置が最弱部となることと、アンカーボルトを考慮した基部取付け部の最大曲げ耐力は、照明柱躯体基部よりも大きくなることを確認し、このようにモデル化した。照明柱に設置された灯具及び内照式の標識板は、質量だけを節点への集中質量としてモデル化した。

(3) 解析結果

照明柱頂部の最大変位は、標準加速度波形Ⅱ-Ⅱ-2を入力した時の応答値(以下、高架橋応答加速度波形Ⅱ-Ⅱ-2)で生じた。表-4に示すように、照明柱頂部での最大変位は2.16mであり、表には後述する静的載荷試験での載荷点位置(基部より8mの位置)における変位も示してある。

高架橋応答加速度波形Ⅱ-Ⅱ-2を水平2方向成分を入力した時の照明柱頂部の応答変位のリサージュを図-3に、最大変位の際の曲げモーメント分布を図-4に示す。テーパ上部付近において応答曲げモーメントが全断面降伏曲げモーメント(全塑性モーメント)をわずかに超えていることがわかる。

土木構造物の耐震設計は、最大応答値が許容値を超えるかどうかを確認する最大値を規範とした設計が行われてきている。しかし、2011年東北地方太平洋沖地震における継続時間が長い地震動や、2016年

表-6 材料試験結果（平均値）

タイプ	部位	鋼材	降伏応力度	引張強さ	伸び	ヤング係数	降伏ひずみ
単調載荷試験							
5.5m タイプ	テーパ部*	SS400	391 N/mm ²	458 N/mm ²	32 %	2.1×10^5 N/mm ²	1862 μ
	ストレート部	STK400	452 N/mm ²	505 N/mm ²	26 %	2.2×10^5 N/mm ²	2041 μ
3.5m タイプ	—	STK400	510 N/mm ²	520 N/mm ²	29 %	2.3×10^5 N/mm ²	2243 μ
正負交番載荷試験							
5.5m タイプ	テーパ部*	SS400	391 N/mm ²	458 N/mm ²	32 %	2.1×10^5 N/mm ²	1862 μ
	ストレート部	STK400	461 N/mm ²	505 N/mm ²	28 %	2.2×10^5 N/mm ²	2071 μ
3.5m タイプ	—	STK400	517 N/mm ²	532 N/mm ²	35 %	2.2×10^5 N/mm ²	2308 μ

*）載荷試験に使用した試験体とは別の個体の材料試験結果



(a) 5.5m タイプ



(b) 3.5m タイプ

写真-2 単調載荷試験の状況

熊本地震のように短時間のうちに大きな地震動を複数回受けるような場合には、地震応答の累積に着目する必要がある。地震動の継続時間や地震応答の繰り返し回数の影響を考慮した地震応答値として、累積塑性変形量、累積塑性変形倍率（塑性率）、非線形要素に与えた履歴モデルの荷重 - 変位関係が囲む面積をその要素が吸収するエネルギー量とした履歴吸収エネルギーがある。塑性変形量や塑性変形倍率は、塑性変形の繰り返し回数の計数の仕方が一般化されていないので、定義が明確な履歴吸収エネルギーに着目した。表-5より、タイプⅡ地震動よりも継続時間が長いタイプⅠ地震動の方が履歴吸収エネルギーが大きく、高架橋応答加速度波形Ⅰ-Ⅱ-1の時に最も大きく9.1kN・mであった。

4. 単調載荷試験

照明柱の耐力や変形能および損傷形態を確認するために、単調載荷試験を実施した。

(1) 試験体の材料強度

載荷試験後に塑性変形していないストレート部の頂部付近から試験片を採取し材料試験を実施した。結果を表-6に示す。5.5mタイプは、テーパ部（SS400）とストレート部（STK400）で部材が分かれているため、テーパ部からも試験片を採取し材料試験を実施する必要があるが、テーパ部は載荷試験により塑性域に達したため、同型式の別の照明柱より採取した試験片により材料試験を実施した。3.5mタイプは、前述した通り加工硬化により降伏応力度大きくなっている。ミルシートに記載されているスピニング加工前のSTK400の降伏応力度は359N/mm²であった。

(2) 載荷方法

単調載荷試験の状況を写真-2に示す。3mを超える変位を作用させるために、横に倒した照明柱の基部を反力壁に固定し、基部から8mの位置を荷重点としてチェーンブロックでけん引した。実際に設置されている照明柱には自重に相当する軸力が各部に作用するが、上部構造の死荷重反力を支持する橋脚とは異なり照明柱に生じる軸力は小さいので、軸力が照明柱の耐力や変形能に与える影響は無視できる。このように1点で載荷しても、応答加速度分布と質量分布の積によって生じる慣性力分布（動的解析）より得られた照明柱の応答変位分布と載荷時の変形が近似していることを確認している。

(3) 試験結果

5.5mタイプの荷重点での荷重-変位関係を図-5に、ひずみ計測位置を図-6に、荷重点変位とひずみの関係を図-7に、最大変位時の圧縮側と引張側の柱軸方向のひずみ分布を図-8に示す。図-7には、リブ上部、二重管上部、テーパの中間部と上部毎に、各部位

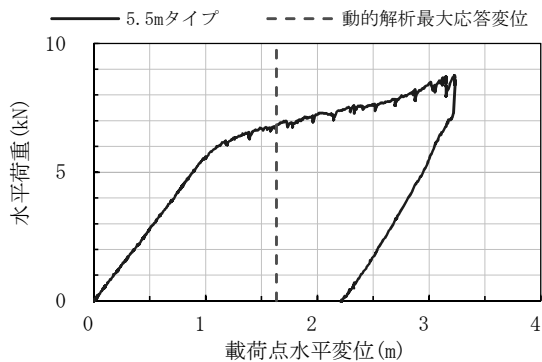


図-5 荷重-変位関係 (5.5m タイプ)

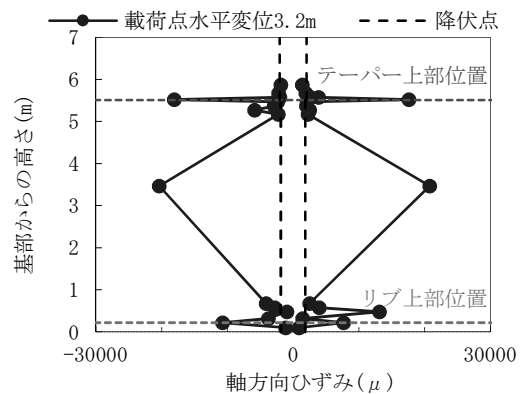


図-8 柱軸方向ひずみ分布 (5.5m タイプ)

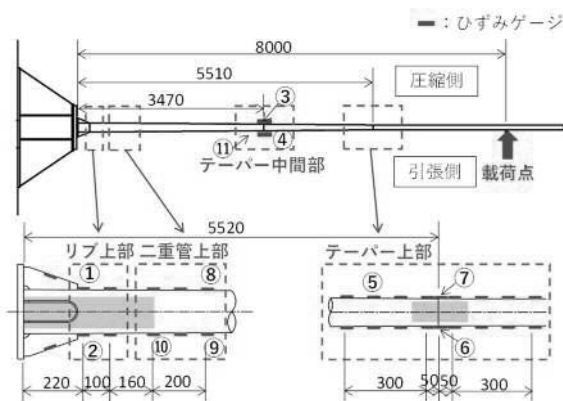


図-6 ひずみ計測位置 (5.5m タイプ)

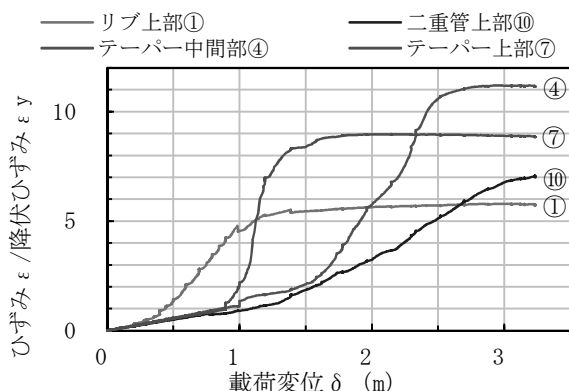


図-7 載荷変位とひずみの関係 (5.5m タイプ)

の中で塑性率 (ϵ/ϵ_y) が最大値を記録した位置のひずみを示した。

載荷点変位が3.2mになるまで載荷を行ったが、大きな損傷や耐力の低下は確認されなかった。ひずみは次のように進展していった。変位0.44mで図-6に示すリブ上部圧縮側①が降伏した。その後、リブ上部引張側②、テーパ中間部③、④、テーパ上部付近⑤、⑥、⑦、二重管上部⑧、⑨の順で降伏した。図-7より、ひずみが急激に増加する部位が、リブ上部、テーパ上部、テーパ中間部と載荷点変位の増加に伴い移動していることがわかる。このように塑性ひずみ域が進展することで、写真-2 (a) に示

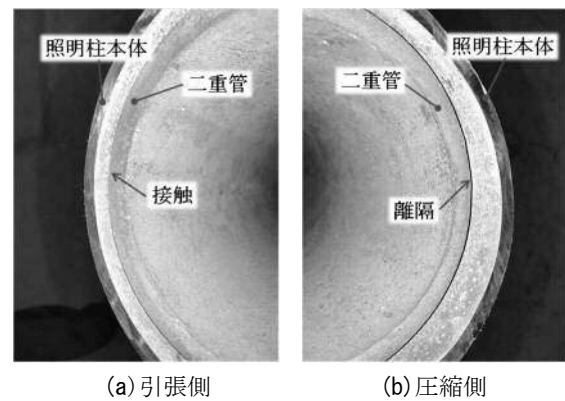


写真-3 二重管上部の断面 (基部)

すように柱の全体が滑らかな曲線状に変形する曲げ変形状態となった。最大変位時には、テーパ中間部のひずみが最も大きくなり、図-8のようなひずみ分布となった。同じ高さ位置で引張縁と圧縮縁に生じるひずみの大きさがほぼ等しいので、曲げモーメントの影響が大きいことがわかる。試験後に基部の二重管上部の断面をみると、写真-3のように引張側で照明柱本体が二重管に接触していた。テーパ上部では二重管の接触は確認できなかった。

3.5mタイプの載荷点での荷重-変位関係を図-9に、ひずみ計測位置を図-10に、載荷点変位とひずみの関係を図-11に、最大変位時の圧縮側と引張側の柱軸方向のひずみ分布を図-12に示す。図-11には、5.5mタイプと同様に、部位毎に最大値を記録した位置のひずみを示した。図-9には、ファイバーモデルとシェルモデルより求めた荷重-変位関係も示しており、実験に対する再現性を検証した。ファイバーモデルは、載荷点変位が1.4m付近までは実験結果を再現することができており、降伏後の硬化型の曲線形状も概ね再現できているが、1.4m付近からは荷重が若干大きくなっており、荷重の低下も生じていない。ファイバーモデルが実験よりも荷重が大きくなり、荷重の低下が生じないのは、鋼管に生じる局部座屈を考慮できないからである。シェルモデルは、

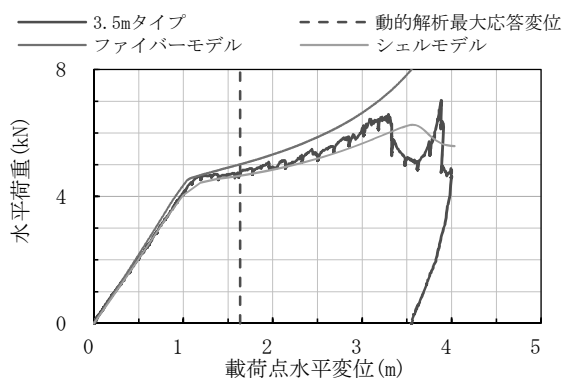


図-9 荷重-変位関係 (3.5m タイプ)

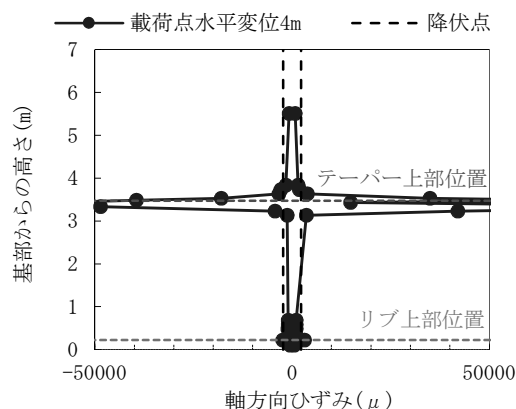


図-12 柱軸方向ひずみ分布 (3.5m タイプ)

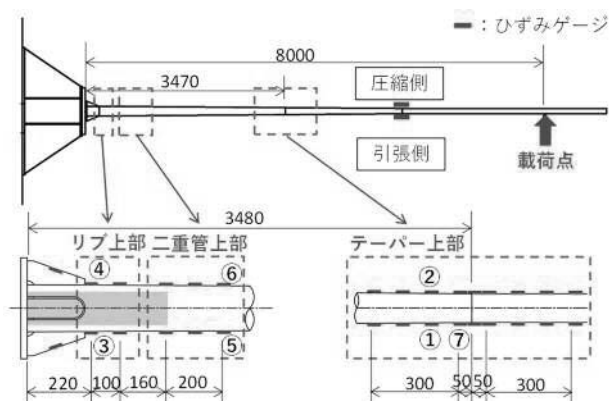


図-10 ひずみ計測位置 (3.5m タイプ)

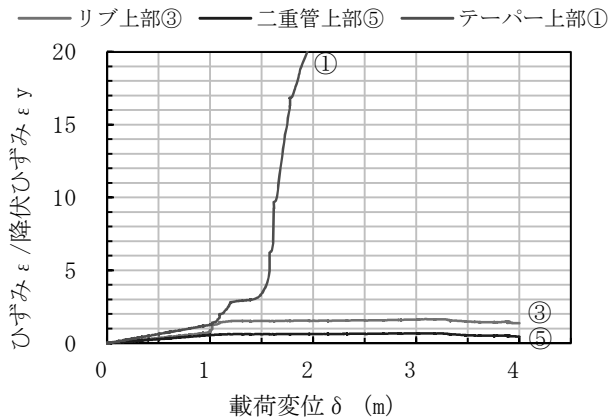


図-11 荷重変位とひずみの関係 (3.5m タイプ)

はりモデルに比べて再現性が高く、荷重点変位が3.3m程度までは荷重-変位関係を再現できているが、その後のテーパ上部の座屈による急激な荷重低下を再現できていない。

荷重点変位が約4mになるまで荷重した。変位0.75mで図-10に示すテーパ上部引張側①が降伏した。その後、テーパ上部圧縮側②、リブ上部③、④の順で降伏した。リブ上部のひずみは、1m以降は増加することなくほぼ一定であった。テーパ上部のひずみは1m付近から急激に増加し、写真-2(b)に示したように、2m付近からテーパ上部付近が

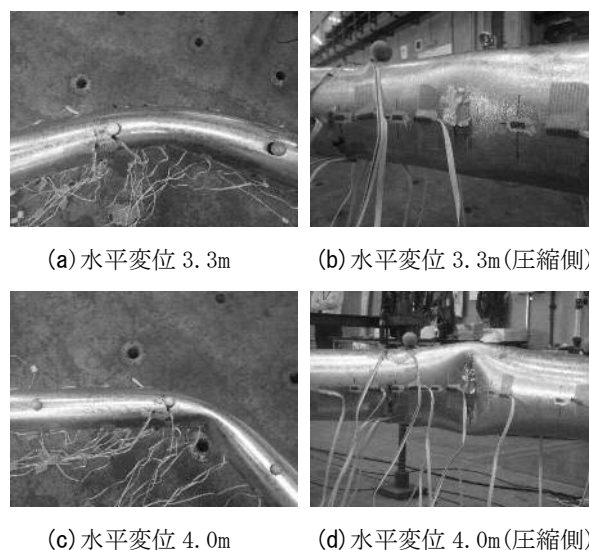


写真-4 テーパ上部の変形 (3.5m タイプ)

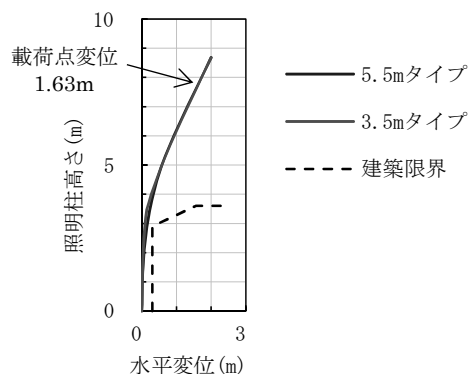


図-13 照明柱の最大変位と建築限界との関係

局所的に変形し、変位3.3m付近で写真-4(a)と写真-4(b)のように座屈が確認され荷重が大きく低下した。最大変位時では図-12のようなひずみ分布となった。荷重点変位の大きさの違いはあるが、ひずみの最大値は図-8示した5.5mタイプより大きく、計測可能範囲の50000μを超えた。試験後に基部の二重管上部の断面を確認したが、照明柱本体の鋼管は二重管に

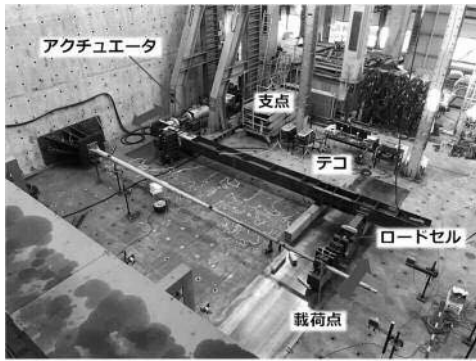


写真-5 正負交番載荷試験の状況

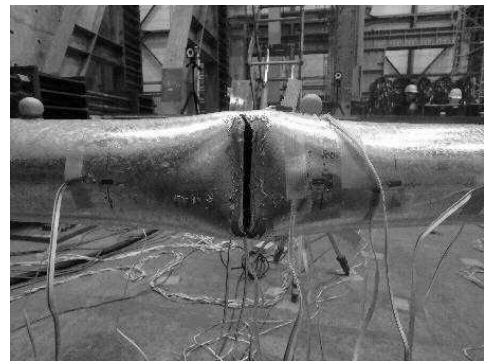
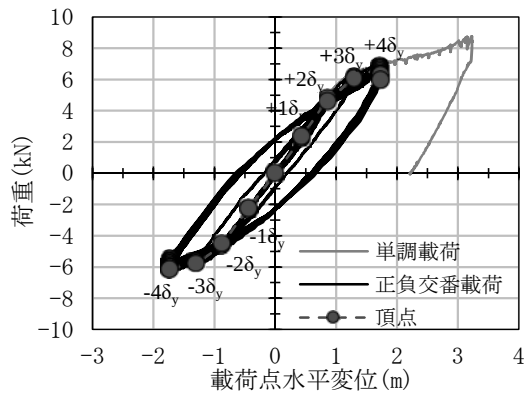
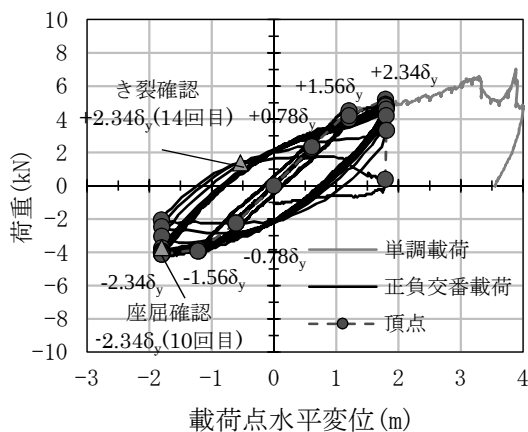


写真-6 テーパー上部のき裂 (3.5m タイプ)

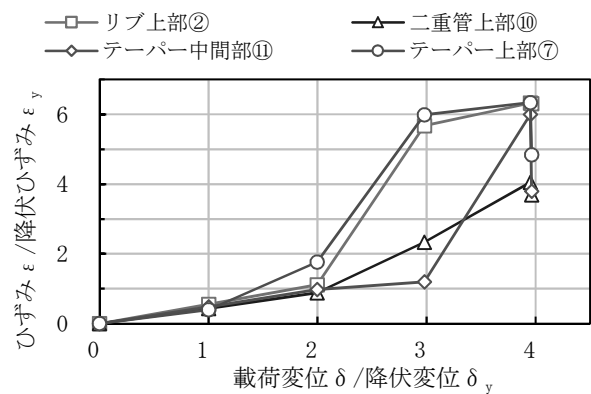


(a) 5.5m タイプ

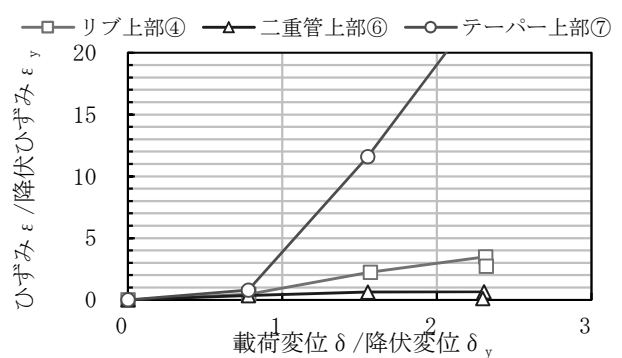


(b) 3.5m タイプ

図-14 荷重-変位関係



(a) 5.5m タイプ



(b) 3.5m タイプ

図-15 載荷変位とひずみの関係

接触していなかった。

(4) 照明柱に生じる変形が走行性に与える影響

載荷点での変位が動的解析より得られた最大応答値1.63mに達した時の照明柱の変形状態を載荷試験結果から求めて、車両の走行性に与える影響を評価する。どちらのタイプの照明柱も降伏し剛性も低下しているが、座屈等の損傷や荷重の低下は見られず、図-13に示すように変形した照明柱が建築限界を侵していないことがわかる。動的解析における照明柱頂部の残留変位は最大で0.26mであった。

5. 正負交番載荷試験

単調載荷試験では、照明柱の耐荷力や変形能および損傷形態を確認するために、大変位の載荷を行ったが、本来、地震応答は繰り返し載荷である。ここでは、照明柱の正負交番載荷試験を実施した。

(1) 試験体の材料強度

単調載荷試験と同様に、載荷試験後の試験体から採取した試験片により材料試験を実施した。試験体の材料強度を表-6に示す。5.5mタイプのテーパー部は、別の個体の結果を使用した。

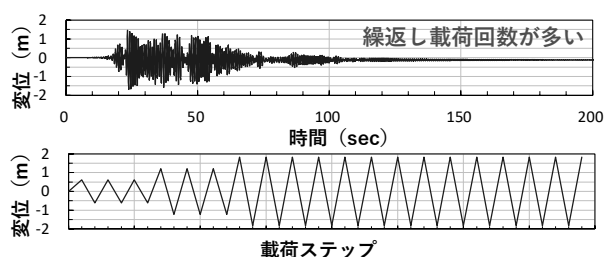


図-16 荷重回数（上段：動的解析，下段：荷重試験）

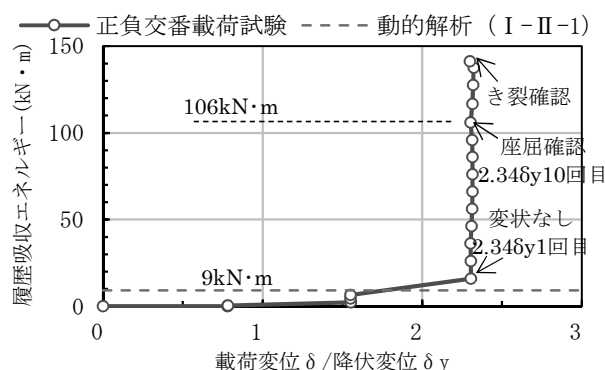


図-17 履歴吸収エネルギーの比較

(2) 荷重方法

写真-5に示すようにアクチュエータとテコにより8m位置で正負交番の繰返し変位を与えた。荷重パターンは、ひずみ計測位置のいずれかが降伏ひずみ ε_y に達したときの荷重点変位を降伏変位 δ_y とし、 δ_y を整数倍で漸増させた。各荷重点変位の繰返し回数は3回（3往復）とした。荷重装置で荷重可能な最大変位である1.8m付近に達した後は、最大変位での荷重を繰り返した。3.5mタイプの荷重試験における降伏変位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に基づいて定めていたが、荷重試験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 $1\delta_y$ （0.61m）は、実際には $0.78\delta_y$ であることが確認されたため、 $0.78\delta_y$ の整数倍で荷重点変位を整理した。

(3) 試験結果

荷重点での荷重-変位関係を図-14に、荷重点変位とひずみの関係を図-15に示す。図-15には、部位毎に最大値を記録した位置のひずみを示した。

5.5mタイプでは、荷重点変位0.44mでリブ上部が圧縮で降伏したため、この時の変位を降伏変位 δ_y とした。 $4\delta_y$ （1.74m）で荷重可能な最大変位付近に達したため、 $4\delta_y$ を20回荷重したが、大きな損傷や耐力の低下は確認されなかった。図-15(a)に示すように各部位のひずみの進展状況は単調荷重試験と同様な傾向にあり、初めにリブ上部が圧縮側で降伏し、

その後テーパー上部付近とテーパー中間部付近がほぼ同時に降伏した。 $3\delta_y$ 以降のテーパー上部のひずみは単調荷重試験に比べ小さかった。

3.5mタイプでは、 $2.34\delta_y$ （1.81m）で荷重可能な最大変位付近に達したため、 $2.34\delta_y$ で荷重を繰り返した。テーパー上部において、 $2.34\delta_y$ の10回目で座屈が、14回目でき裂（写真-6）が確認され、その後荷重が大幅に低下し荷重を終了した。図-15(b)に示すように各部位のひずみの進展は単調荷重と同様な傾向であり、テーパー上部付近が初めに降伏し、その後リブ上部も降伏するがひずみは大きく増加せず、テーパー上部付近でひずみが増加した。

3.5mタイプについて、図-16に示すように、継続時間が長いタイプI地震動の動的解析では、荷重試験に比べて応答変位は小さいが繰返し荷重回数が多い。繰返し荷重回数の影響を考慮できる履歴吸収エネルギーを比較する。図-17に示すように、荷重試験において、動的解析と同程度の履歴吸収エネルギーとなる荷重ステップ（ $2.34\delta_y$ 1回目）では、照明柱に座屈等の変状は見られなかった。動的解析において照明柱が吸収するエネルギー（ $9\text{kN}\cdot\text{m}$ ）は、荷重試験で座屈が確認されるまでに吸収したエネルギー（ $106\text{kN}\cdot\text{m}$ ）に比べて大幅に小さいことがわかる。そのため、道路橋示方書の設計地震動による繰返し荷重では、照明柱が座屈する可能性は低いと考えられる。

6. おわりに

首都高に設置されている代表的な照明柱の解析および実機を用いた静的荷重試験により、照明柱本体の耐震性能を確認した。今回のケースにおいては、道路橋示方書の設計地震動では照明柱に若干の損傷は発生するが、照明柱が破断して転倒したり、大きな変形により建築限界を侵さず、車両通行を維持できると考えられる。

謝辞：実験の実施にあたり、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。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2017。