

高架橋上に設置された照明柱基部の耐震性評価

右高 裕二¹・松原 拓朗²・細井 雄介²

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)

1. はじめに

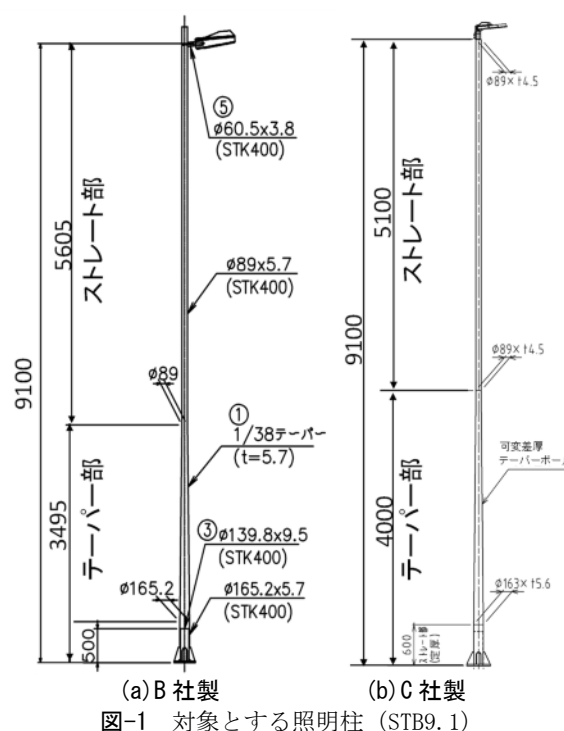
首都高速道路（以下、首都高）は、大規模地震後速やかに路面点検、一般車両の排出を実施し、緊急輸送道路として機能する必要がある。首都高上には、約19,000基の照明柱が設置されており、地震により照明柱が損傷し、高速路面上に転倒もしくは建築限界を侵すほどに大きく変形すると、道路啓開の妨げとなる。また、照明柱が高架下に落下した場合には、第三者被害が生じる可能性もある。

照明柱は、風荷重や疲労に対する設計や対策は行われているが、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。文献1)では、首都高に設置されている照明柱の中から代表的な構造を選定し、動的解析および実機を用いた静的載荷試験により、照明柱本体の耐震性を確認した。本報告では、照明柱の基部から4m区間と高欄取付け部からなる試験体を用いた正負交番載荷試験により、照明柱の基部およびアンカー部の耐震性を確認した結果を報告する。

2. 照明柱基部の正負交番載荷試験

(1) 対象とする照明柱

文献1)に示したように、首都高に設置されている照明柱で最も設置数量が多い直線型照明用鋼製テーパーポールのSTB9.1を対象とした。照明柱の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



も照明柱が転倒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、二重管構造の違いと使用箇所数を考慮して、次の2つの型式を選定した。

a) B社製

類似の構造を含めた数量が約1400基と多いことと、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ため、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(a)）。現行基準では、図-2(a)に示すように二重管と照明柱本体の鋼管の間に6mmの離隔がある。二重管の直径は139.8mm、板厚

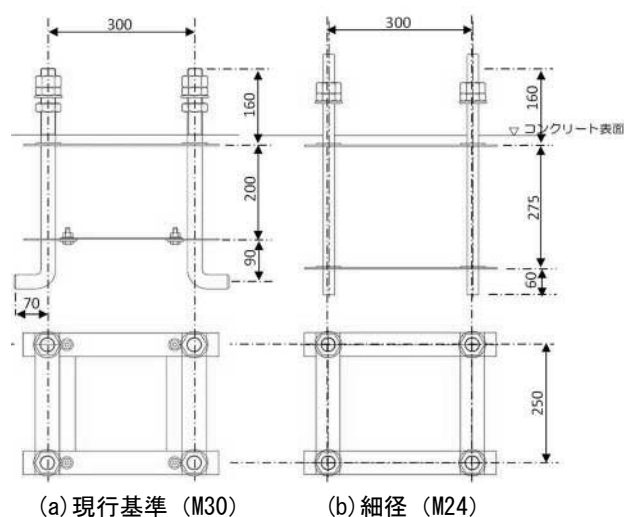
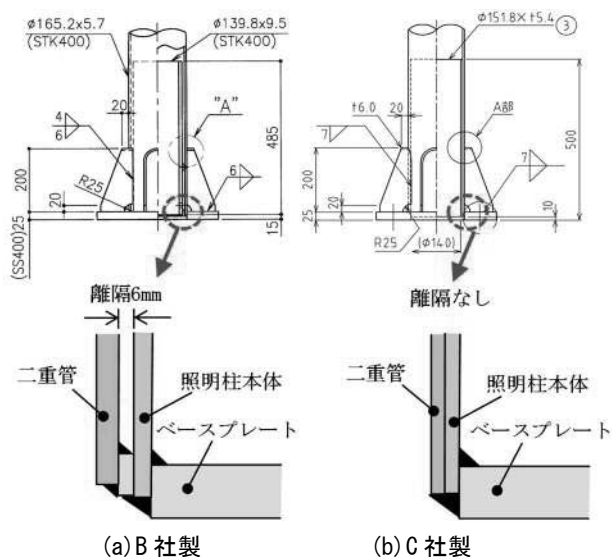


図-4 アンカーボルト部の構造

表-1 試験ケース

	アンカーボルト径	二重管の離隔
Case1	M30	あり (B 社製)
Case2	M24	あり (B 社製)
Case3	M30	なし (C 社製)

と照明柱本体の鋼管が接触している構造である。これによりB社製と損傷順序に違いが生じる可能性があると考え選定した。二重管の直径は151.8mm、板厚は5.4mmである。テーパ部は1/45.9のテーパとなっており、基部からテーパ頂部にかけて、板厚は5.6mmから4.5mmに変化する差厚管となっている。

(2) 試験体

試験体を図-3に示す。試験設備の制約から、試験体は照明柱の高さ4mと高欄の高さ0.4mをモデル化し、照明柱のベースプレート上面から3mの位置を載荷点とした。

アンカーボルト部の構造は現行基準と供用時期が古い橋梁で用いられている構造を対象とした。現行基準の構造を図-4(a)に、古い橋梁に用いられている構造を図-4(b)示す。現行基準では、4本のアンカーボルトをフラットバーで連結した構造となっており、アンカーボルト径はM30で先端が曲げ加工されている。一方、古い橋梁では現行基準よりも細いM24のアンカーボルトが用いられており、曲げ加工はされていない。

照明柱が設置されている箇所の高欄は拡幅されており、鉄筋の配置や径が建設時期によって異なっている。試験対象とした拡幅部の構造は、耐力上厳しい条件となるものを採用し、鉄筋径が細く設置個所数が多いS47.4設計基準の高欄とした。図-3(c)に示

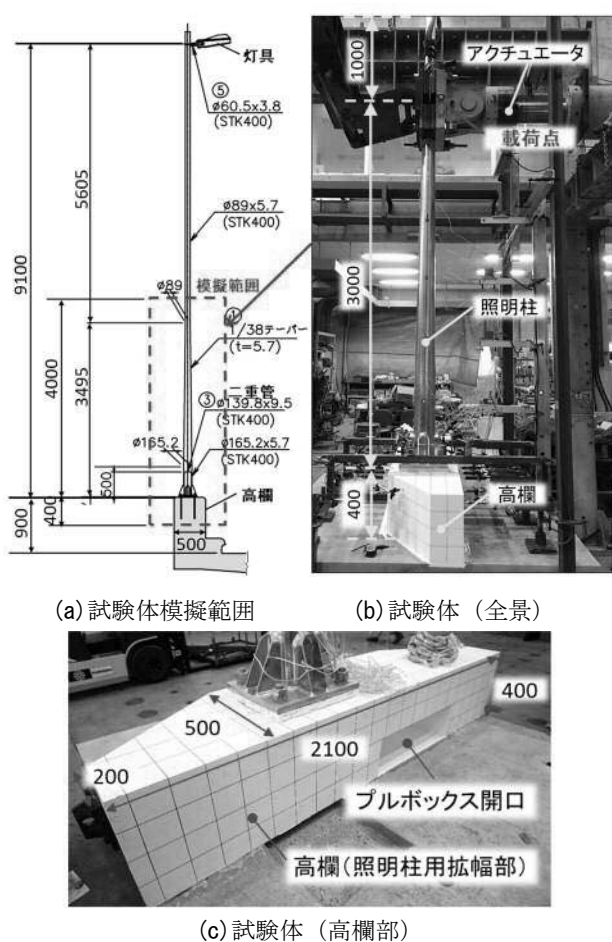


図-3 試験体

は9.5mmである。テーパ部は1/38のテーパとなっており、板厚は柱軸方向に一定で5.7mmである。

b) C社製

図-1(b)に示すC社製は、平成13年度から平成28年度に設置されており、図-2(b)に示すように二重管

表-2 照明柱鋼管の材料試験結果（平均値）

ケース	構造	鋼材	降伏応力度 ^{*1)}	引張強さ	ヤング係数 ^{*2)}	降伏ひずみ
Case1	B 社製	STK400	475 N/mm ²	523 N/mm ²	2.00×10^5 N/mm ²	2375 μ
Case2	B 社製	STK400	469 N/mm ²	522 N/mm ²	2.00×10^5 N/mm ²	2343 μ
Case3	C 社製	STK400	395 N/mm ²	435 N/mm ²	2.00×10^5 N/mm ²	1977 μ

*1) 材料試験は載荷試験後に実施しており、載荷試験時にはミルシートに記載されている降伏応力度を使用

*2) ヤング係数は公称値を使用

表-3 アンカーボルトと高欄鉄筋の材料試験結果（平均値）

部材	呼び径	鋼材	降伏応力度	引張強さ	ヤング係数 [*]	降伏ひずみ
アンカーボルト [*]	M30	SS400	322 N/mm ²	459 N/mm ²	2.00×10^5 N/mm ²	1610 μ
	M24	SS400	310 N/mm ²	446 N/mm ²	2.00×10^5 N/mm ²	1550 μ
高欄鉄筋	R9	SR235	365 N/mm ²	486 N/mm ²	2.07×10^5 N/mm ²	1765 μ

*）アンカーボルトの降伏応力度はミルシートに記載の値、ヤング係数は公称値を使用

表-4 高欄コンクリートの材料試験結果（平均値）

部材	呼び強度	圧縮強度	引張強度	ヤング係数 [*]	材齢
Case1	24 N/mm ²	33.6 N/mm ²	322 N/mm ²	2.44×10^4 N/mm ²	15 日
Case2	24 N/mm ²	36.3 N/mm ²	310 N/mm ²	2.53×10^4 N/mm ²	20 日
Case3	24 N/mm ²	36.6 N/mm ²	365 N/mm ²	2.58×10^4 N/mm ²	25 日

表-5 基部の断面力の比較

	曲げモーメント M	水平力 H	M/H
①動的解析	57.28kN・m	11.45kN	5.0m
②Pushover 解析	76.17kN・m	25.33kN	3.0m
②/①	1.3	2.2	—

ように、高欄内に設置されている配線の分岐や安定器取付け用のプルボックスの開口も再現した。

(3) 試験ケース

試験ケースを表-1に示す。現行基準の照明柱およびアンカーボルト部の組み合わせ（Case1）を基本とし、アンカーボルト径を変えたCase2と二重管の離隔のないCase3を行うことで、それらの影響を確認することとした。各ケースにおける試験体の材料試験結果を表-2から表-4に示す。照明柱鋼管の材料試験は載荷試験後に実施したため、載荷試験時に鋼管が降伏に達したかどうかの判断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で行った。

(4) 載荷方法

アクチュエータにより照明柱の基部から3mの位置を高欄面外方向（橋軸直角方向）に交番載荷した。実際の地震応答は、照明柱の質量分布と地震動による応答加速度分布の積で表される慣性力分布が作用するのに対し、載荷試験では、基部から3mの位置に集中荷重を与える。地震応答と載荷荷重の違いが与える影響を確認するため、照明柱をファイバー要素でモデル化し載荷試験を模擬したPushover解析を行い、動的解析より得られた照明柱基部の断面力と比較した。Pushover解析では、動的解析において照明柱の基部から3mの高さ位置の最大変位である

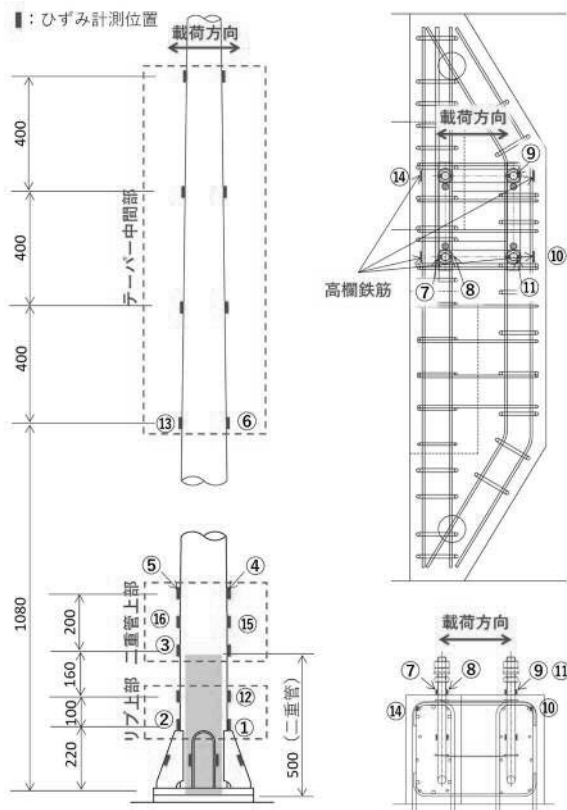


図-5 ひずみ計測位置

表-6 降伏変位

	Case1	Case2	Case3
$\delta y'$	57 mm	60 mm	69 mm
δy	65 mm	67 mm	87 mm
$\delta y'/\delta y$	0.87	0.90	0.80

$\delta y'$: 鋼管の一部がミルシートに記載された降伏応力度から求めた降伏ひずみ ϵ_y' に達した時の荷重点変位
 δy : 鋼管の一部が材料試験により得られた降伏応力度から求めた降伏ひずみ ϵ_y に達した時の荷重点変位

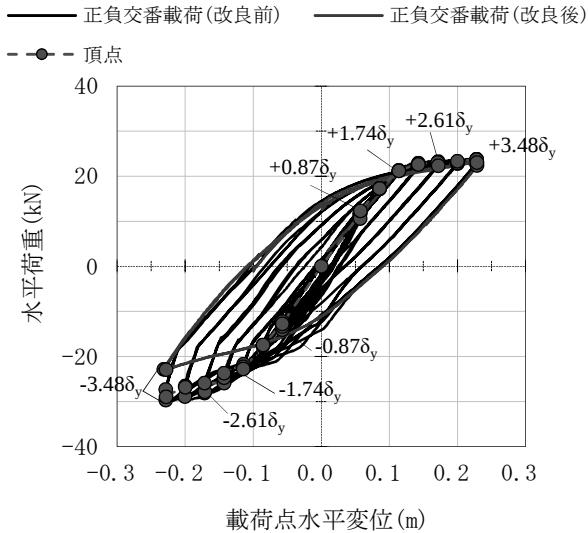


図-6 荷重と変位の関係 (Case1)

119mmを荷重点に与えた。基部の断面力の比較を表-5に示す。曲げモーメントは1.3倍程度、水平力は2.2倍程度動的解析（地震応答）よりもPushover解析（荷重試験）の方が大きな値となっている。荷重試験は、動的解析より得られた地震応答よりも、基部の断面力が厳しい状態となっていることがわかる。荷重パターンは、図-5に示すひずみ計測位置のいずれかがミルシートに記載されている照明柱鋼管の降伏応力度を基に算出した降伏ひずみに達した時の荷重点変位を降伏変位 $\delta y'$ とし、 $0.5\delta y'$ ずつ漸増させた。それぞれのステップでの繰り返し回数は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250mm付近に達した後は、最大変位での荷重を繰り返した。

表-2に示す荷重試験後に実施した材料試験より得られた降伏ひずみを用いて求めた降伏変位を δy とすると、試験時の荷重パターンに使用していた $\delta y'$ は、表-6に示すようにCase1～3で、それぞれ $0.87\delta y$ 、 $0.90\delta y$ 、 $0.80\delta y$ となるため、これらを基に試験より得られた荷重点変位を整理した。

(5) 試験結果

Case1の荷重と変位の関係を図-6に、荷重変位と

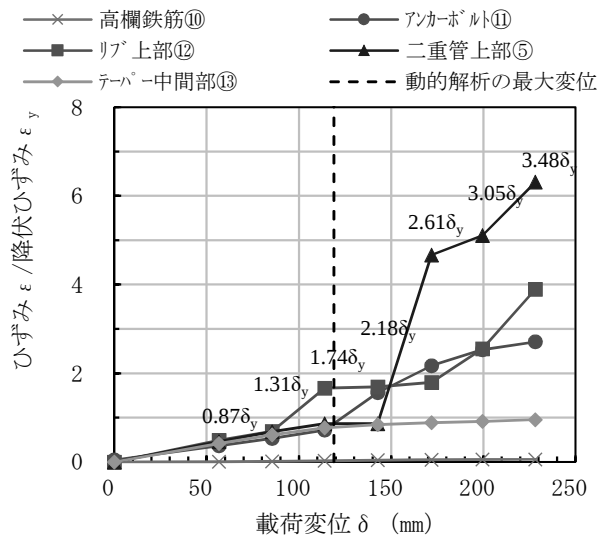


図-7 荷重変位とひずみの関係 (Case1)

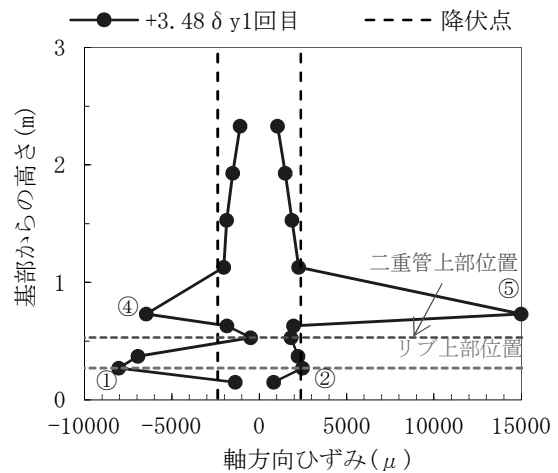


図-8 柱軸方向ひずみ分布 (Case1)

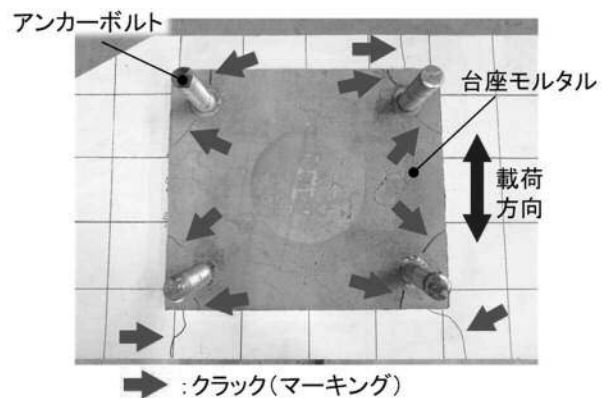


写真-1 試験後の台座モルタルと高欄の状況 (Case1)

ひずみの関係を図-7に、最大変位時の柱軸方向のひずみ分布を図-8に、荷重試験後に照明柱を取り外した台座モルタルおよび高欄の状況を写真-1に示す。図-7には、高欄鉄筋、アンカーボルト、リブ上部、

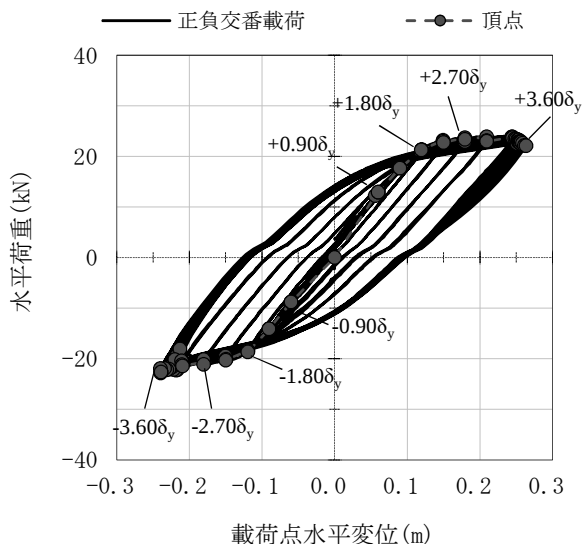


図-9 荷重と変位の関係 (Case2)

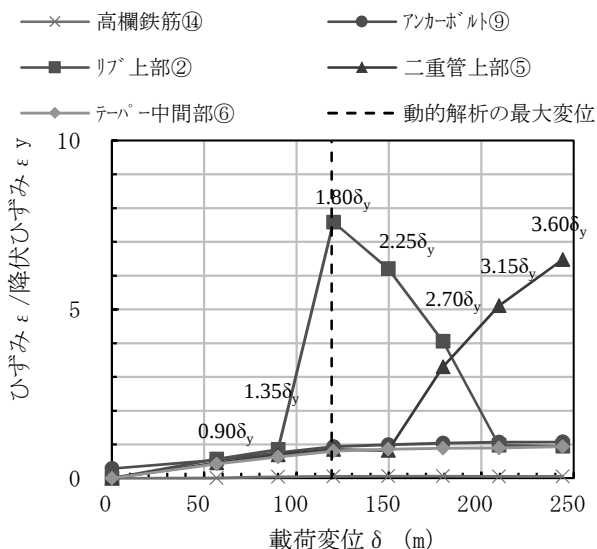


図-10 荷重変位とひずみの関係 (Case2)

二重管上部、テーパー中間部の各部位の中で最大変位時に塑性率 (ϵ/ϵ_y) が最も大きくなった位置のひずみおよび動的解析における荷重点位置での最大変位を示している。凡例末尾の番号は、図-5のひずみ計測位置番号を示している。

図-6において水平荷重の最大値が正負で若干の差があるのは、荷重に使用したアクチュエータと照明柱を接合する治具の不具合によるものと考えられる。アクチュエータと照明柱を接合する治具の不具合を改良し、追加で荷重したところ、正負でほぼ対称なループ形状となった。Case2とCase3では最大変位で20回荷重できたが、Case1では、不具合のため5回までの荷重となった。

Case1では、228mm ($3.48\delta_y$) で荷重可能な最大変

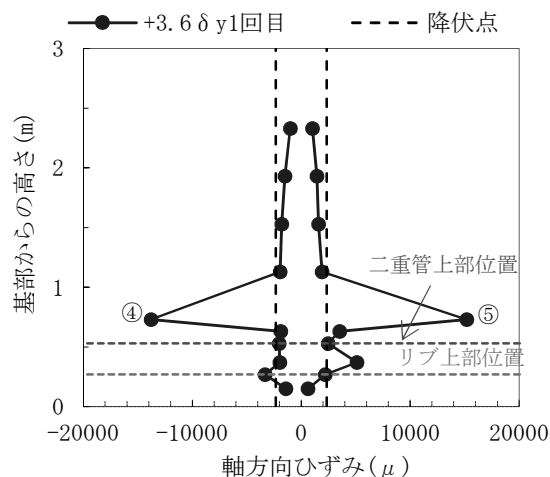


図-11 柱軸方向ひずみ分布 (Case2)

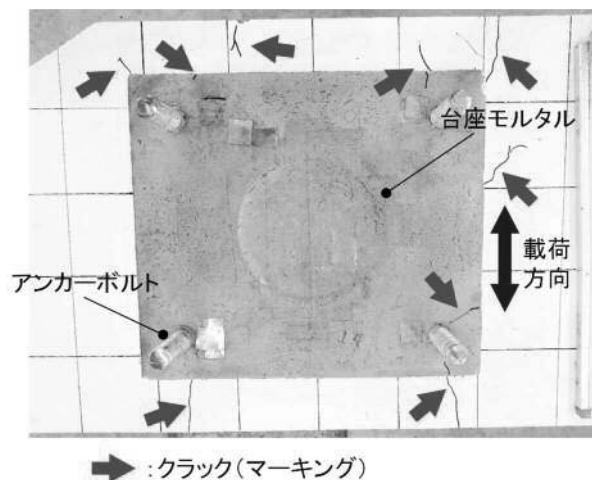


写真-2 試験後の台座モルタルと高欄の状況 (Case2)

位付近に達し、最大変位を3回、さらに荷重設備の不具合を改善して2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。荷重は $1.7\delta_y$ 付近から横ばいになり、荷重設備の不具合を改善した後の最大荷重は約23kNであった。ひずみは次のように進んでいった。荷重点変位65mm ($1\delta_y$) でリブ上部① (図-5参照) が圧縮で降伏した。その後、アンカーボルト⑦、二重管上部付近④の順で降伏した。図-7より、二重管上部付近⑤では、143mm ($2.2\delta_y$) から急激にひずみが増加しており、最大変位では、図-8のようなひずみ分布となった。ひずみは、二重管上部付近とリブ上部付近で大きくなっている。動的解析での荷重点位置の最大変位である119mmでは、荷重の低下は見られず、ひずみは、リブ上部で $1.6\epsilon_y$ 程度、アンカーボルト、二重管上部、テーパー中間部で $1\epsilon_y$ 程度であった。

写真-1に示すように、台座モルタルおよび高欄には0.2mm以下の微細なクラックが発生した。

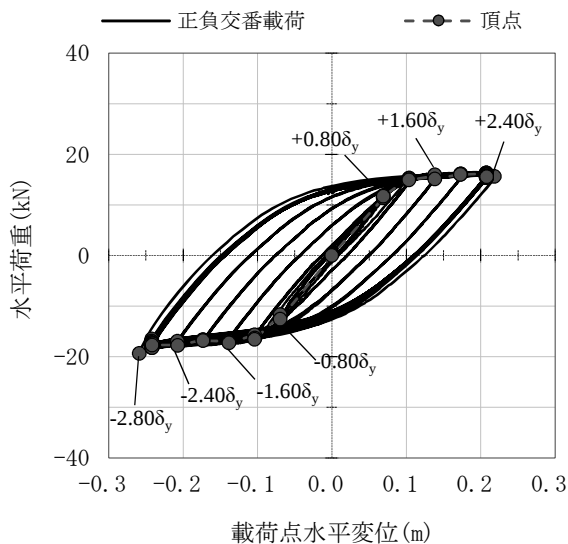


図-12 荷重と変位の関係 (Case3)

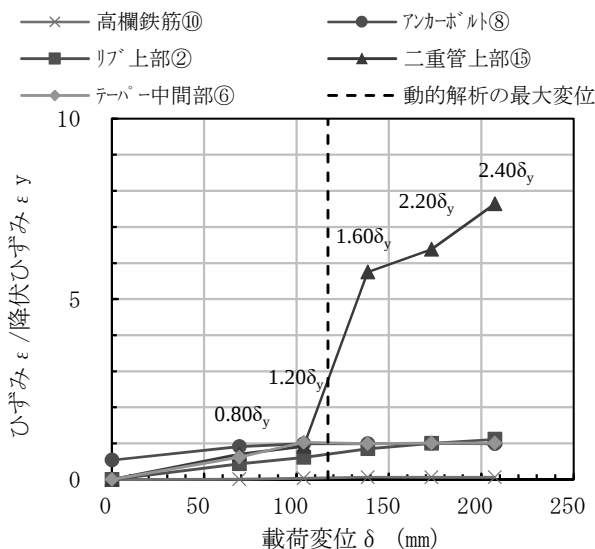


図-13 荷重変位とひずみの関係 (Case3)

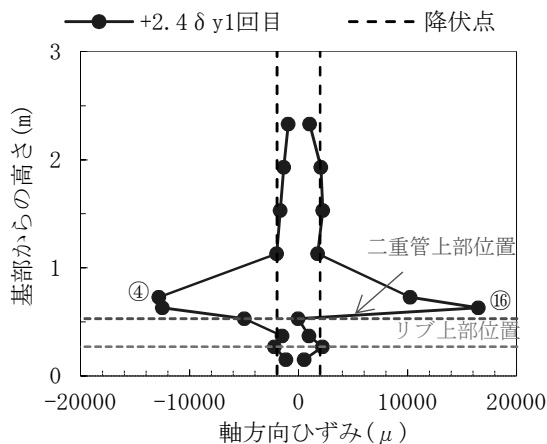


図-14 柱軸方向ひずみ分布 (Case3)



写真-3 二重管上部の凹み

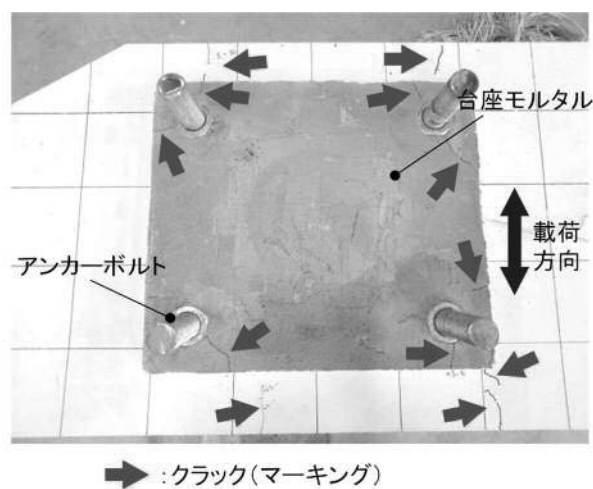


写真-4 試験後の台座モルタルと高欄の状況 (Case3)

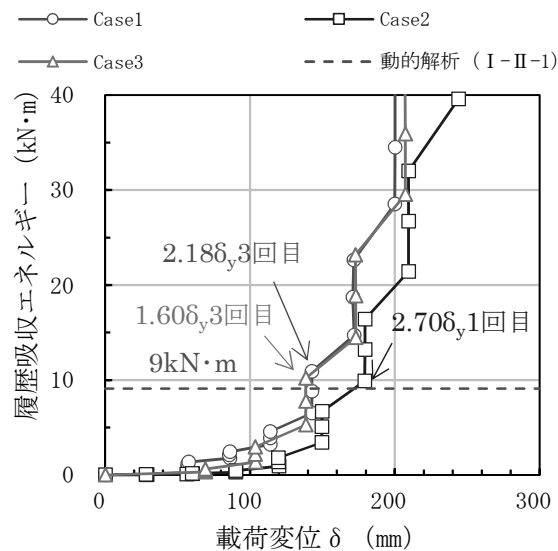


図-15 履歴吸収エネルギーの比較

Case1と同様に、Case2の試験結果を図-9から図-11に示す。Case2では、240mm (3.6δy) で荷重可能

な最大変位付近に達し、最大変位を20回載荷しても大きな損傷や耐力の低下は確認されなかった。荷重は $1.8\delta_y$ 付近から横ばいになり、最大荷重は22kNで、Case1と同程度であった。ひずみは次のように進展していった。載荷点変位67mm ($1\delta_y$) でリブ上部②が引張で降伏した。その後二重管上部付近③、アンカーボルト⑨の順で降伏した。Case1に比べアンカーボルト径が細いため、アンカーボルトのひずみが大きくなると予想したが、最大変位でのひずみは $1.1\epsilon_y$ 程度でありCase2の方が小さくなった。最大変位では、図-11のようなひずみ分布となった。ひずみは、二重管上部付近で大きくなっている。動的解析での載荷点位置の最大変位である119mmでは、荷重の低下は見られず、ひずみは、リブ上部で $7.6\epsilon_y$ 程度、アンカーボルト、二重管上部、テーパー中間部で $1\epsilon_y$ 程度であった。リブ上部のひずみは一度 $7.6\epsilon_y$ 程度まで上がった後に $2\epsilon_y$ 程度となった。

台座モルタルおよび高欄の損傷状況はCase1と同様で、微細なクラックが発生した。

Case1、Case2と同様に、Case3の試験結果を図-12から図-14に示す。なお、図-13に示すひずみ分布は載荷点変位が+207mm ($+2.4\delta_y$) での値である。

Case3では、正側は207mm ($+2.4\delta_y$)、負側は242mm ($-2.8\delta_y$) で載荷可能な最大変位付近に達し、 $+2.4\delta_y$ および $-2.8\delta_y$ を20回載荷した。二重管の上部に写真-3に示すように鋼管の凹みが見られたが、大きな損傷や荷重の低下もなく終了した。荷重は $1.2\delta_y$ 付近から横ばいになり、最大荷重は約16kNで、Case1とCase2に比べて小さい。これは、表-2に示したようにCase1とCase2に比べて材料の降伏応力が小さいことと、板厚が薄いためであると考えられる。ひずみは次のように進展していった。載荷点変位87mm ($1\delta_y$) で二重管上部付近⑤が圧縮で降伏した。その後、テーパー中間部⑥、リブ上部①、アンカーボルト⑧の順で降伏した。Case1およびCase2ではリブ上部が先行して降伏したが、Case3では二重管が照明柱本体と接触しているため、二重管上部が断面変位位置となり、先行して降伏した。正側の最大変位である207mm ($+2.4\delta_y$) 1回目では、図-14のようなひずみ分布となった。ひずみは二重管上部の直上で大きくなっている。動的解析での載荷点位置の最大応変位である119mmでは、荷重の低下は見られず、ひずみは、二重管上部が最も大きく $3\epsilon_y$ 程度、アンカーボルトとテーパー中間部では $1\epsilon_y$ 程度であった。

台座モルタルおよび高欄の損傷状況はCase1およびCase2と同様で、微細なクラックが発生した。

以上より、いずれのケースでも、高欄およびアン

カーボルト部にはほとんど損傷が生じず、照明柱躯体に若干の損傷が生じた。

(7) 動的解析との比較

前述のように、文献1) で実施した高架橋上に設置された照明柱の動的解析では、載荷点である3m高さ位置での最大変位は119mmであった。今回実施した載荷試験のいずれのケースにおいても、載荷点変位119mmでは大きな損傷や荷重の低下は見られなかった。

継続時間が長いタイプI地震動による地震応答は、載荷試験での載荷点変位に比べて応変位は小さいが繰り返し回数が多い。ここでは、繰り返し載荷の影響を考慮できる履歴吸収エネルギーを比較する。図-15に示すように、載荷試験において、動的解析での履歴吸収エネルギーを超える載荷ステップは、Case1では2.18 δ_y 3回目、Case2では2.70 δ_y 1回目、Case3では1.60 δ_y 3回目であり、この時の照明柱の状態は、鋼管の一部が降伏するが座屈等は生じておらず、アンカーボルトおよび高欄にも大きな損傷は生じていない。そのため、道路橋示方書に規定されているレベル2地震動（設計地震動）によって生じる応変位に相当する繰り返し載荷では、照明柱基部および取付け部に大きな損傷が生じる可能性は低いと考えられる。

5. おわりに

照明柱と高欄取付け部の試験体を用いた静的載荷試験により、照明柱の基部およびアンカー部の耐震性を確認した。

実験結果および動的解析結果より、今回のケースにおいては、道路橋示方書に規定されるレベル2地震動（設計地震動）では照明柱やアンカーボルトに降伏程度の軽微な損傷が生じるが、アンカーボルトの引張力とせん断による破断、高欄頂部の縁端におけるコンクリートの側方破壊により、照明柱が転倒したりすることはないと考えられる。実験より得られた各部位の損傷状況から、設計地震動以上の外力が作用した場合にも、取付け部ではなく照明柱躯体での損傷が大きくなると考えられる。

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。

参考文献

- 1) 右高裕二，松原拓朗，細井雄介，藤野陽三，田村洋，
Dionysius Siringoringo，高橋竜太: 高架橋上に設置され
た照明柱の耐震性評価，第23回橋梁等の耐震設計シ
ンポジウム，2021.1.