

道路橋付属構造物の損傷が振動特性に及ぼす影響

橋梁工学分野 谷 憲一

1. はじめに

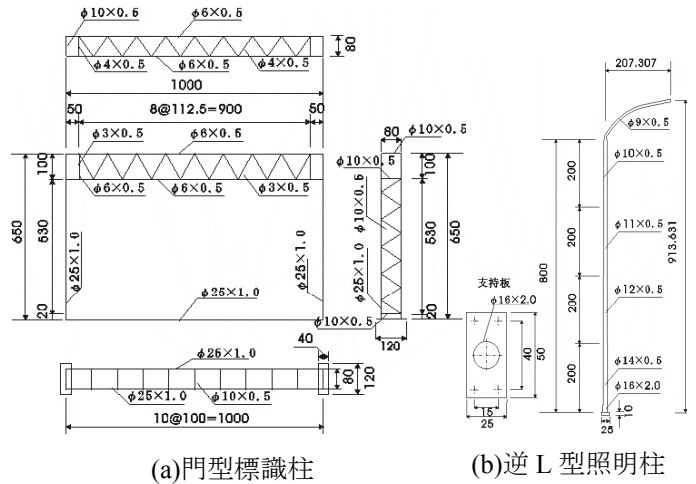
近年、鋼管を主構造とする照明柱や標識柱などの道路橋付属構造物の折損や亀裂発生が問題となっている。その主な原因は、交通量の増加と通過車両の大型化に伴う応力範囲の増大による疲労損傷が発生したためと考えられる。しかしながら、この種の構造物は静的な荷重状態のみで構造設計が行われており、動的な繰返し荷重に対する照査はこれまで対象外とされていた。

標識柱や照明柱に損傷がある場合、その固有振動数が低下し振動モードにも変化が現れることが一般に知られている。本研究ではその点に着目し、損傷箇所とその程度とを推定できる振動測定方法と解析方法を確立するための基礎的資料の提供を目的としている。まず、実構造物の縮尺模型を用いた振動実験と、実験モデルを梁要素でモデル化した固有振動解析から、損傷程度と損傷箇所による振動特性の変化について調べた。また、電光掲示板などの上載重量を考慮した実構造モデルの固有振動解析を行い、上載重量による損傷と振動特性の関係を調べた。さらに、阪神高速道路の道路橋で実際に設置していた門型標識柱・照明柱の基部を用いて繰返し載荷試験を行い、亀裂の進展に伴う剛性変化の挙動を調べるとともに、その疲労性状についても検討した。

2. 疲労亀裂損傷が振動特性に与える影響

2.1 実験概要

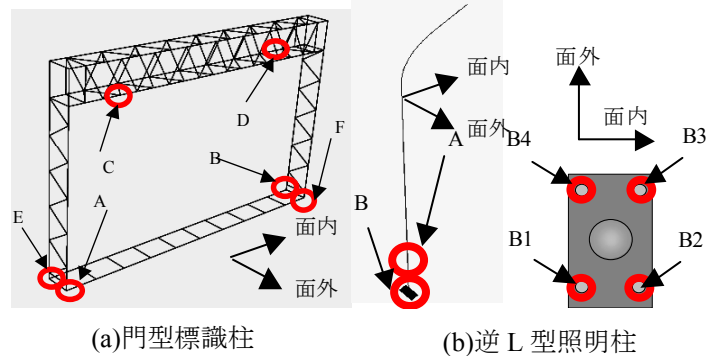
実験供試体は、阪神高速大阪港線に設置されていた門型標識柱・照明柱の設計図を参考に実構造物の1/10スケールとし、ステンレス鋼のパイプを用いて門型標識柱2体、逆L型照明柱1体を製作した。供試体名について、門型標識柱はTYPE-M-1とTYPE-M-2、逆L型照明柱はTYPE-Lとした。図-2.1に実験供試体の形状を示す。ここで、スケール1/10の供試体と実測結果¹⁾の振動数とを一致させるために、供試体梁部の上弦材に1個約8kgのおもりを3列3段ずつ合計約72kgにおもりを載せ、振動数を調整した。また、実際の門型標識柱は、橋桁と取付けブラケットにより結合されておりブラケットの剛性によって固有振動数が変化することから、実験供試体の下部に横桁を取付けて同様の振動特性を表せるようにした。標識柱の供試体は治具と鉄板2枚とを支持部にはさみ、ボルト締めをして拘束した。照明柱の供試体は拘束板をボルト締めた。



(a)門型標識柱 (b)逆L型照明柱

図-2.1 供試体の形状〔単位：mm〕

実験で供試体に与えた損傷は、過去の損傷事例を参考にして、図-2.2に示すとおり、その種類と位置とを決定した。柱基部は鋼管が大きいことから1/4, 2/4, 3/4, 4/4と断面を欠損させ、損傷レベルを4段階に定めた(例：A1～A4)。梁部は管径が小さいため、全断面を欠損させた。標識柱モデルでの損傷の進展方向は、図-2.2



(a)門型標識柱 (b)逆L型照明柱

図-2.2 損傷位置

表-2.1 損傷パターン

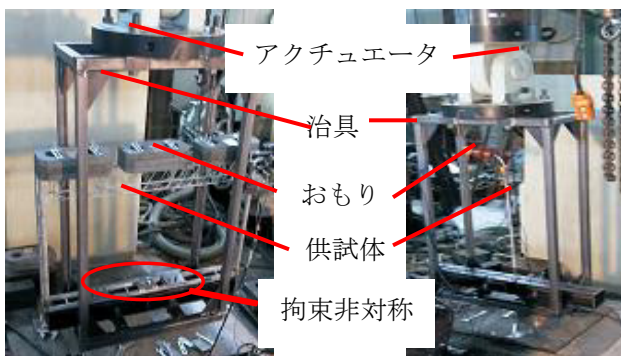
供試体名	TYPE-M-1	TYPE-M-2	TYPE-L
損傷履歴	損傷タイプ	損傷タイプ	損傷タイプ
1	損傷なし	損傷なし	損傷なし
2	A1	C	B1
3	A2	CD	B2
4	A3	CDA1F1	B12
5	A4	CDA2F2	B23
6	A4C	CDA4F4	B123
7	A4CD	CDA4F4E1	A1
8	A4CDB2	CDA4F4E1B1	A2
9	A4CDB4		

より面内方向に対して鋼管外側から内側へと亀裂を与え、照明柱は面外方向へと損傷を与えた。照明柱でのボルト損傷は、ボルトを取り外すことで損傷を再現した。表-2.1は、各供試体の損傷パターンを損傷履歴順に示す。写真-2.1に示すように、1000 kN アクチュエータに治具を介して供試体を設置した。TYPE-M-1、TYPE-M-2は供試体と治具との拘束において、左右対称に拘束すると面内揺れが起りにくいことから、写真-2.1(a)に示すように供試体の支持部の拘束を非対称にすることで再現した。TYPE-Lは、解析との整合性を考慮して加振時に供試体が浮き上がらないよう、可能なかぎり手でボルト締めした。

本実験は、損傷による固有振動数の変化を調べるための自由振動実験と、振動モードを調べる強制振動実験とからなる。自由振動実験は、アクチュエータに治具を固定しておき、手で揺れを与えた。強制振動実験では、制御波形を正弦波とし、周波数は供試体の固有振動数、振幅は1mm、変位制御とした。

2.2 解析概要

解析モデルは、実験供試体を対象に、同寸法とした。門型標識柱は柱基部と取付けブラケットとの連結部の剛性、柱-横梁結合部の剛性、情報電光表示盤の剛性、さらに質量配分などが振動特性に大きく影響する。よっ



(a)門型標識柱 (b)逆L型照明柱
写真-2.1 載荷装置

て、鋼管の質量のほかに、速度標識、車両感知器、照明灯などの質量を対応する節点に集中質量として与えた。与えた質量は実験のおもりと同じとした。境界条件は、拘束位置の3方向節点変位を0、たわみ角は自由とした。材料定数はステンレス鋼でのヤング係数 21000kgf/mm²、密度 8.01e-10kg/mm³、ポアソン比 0.3 とした。

2.3 結果と考察

表-2.2は損傷がない場合の固有振動数であり、図-2.3~2.5は実験結果と解析結果から求めた固有振動数の低減率のグラフである。

なお、低減率は(式 2.1)より求めた。

$$R = \frac{F_0 - F_n}{F_0} \times 100 \quad (式 2.1)$$

ここに、

R : 低減率

F_0 : 損傷なしの場合の固有振動数(Hz)

F_n : 損傷履歴ごとの固有振動数(Hz)

TYPE-M-1、TYPE-M-2、TYPE-Lの損傷パターンについて、表-2.2から実験結果と解析結果とを比較すると、僅かな差異があるもののほぼ実験供試体のそれ一致しており、整合性の高いモデル化ができたと言える。

TYPE-M-1、TYPE-M-2に関して、実験結果と解析結果とを比較すると、柱基部損傷A1~A3まで面内・面外振動数の低減率はほぼ同じである。柱基部損傷A4の損傷履歴以降に面外振動数に差異が見られた。これは、供試体の拘束条件および柱基部と取付けブラケットなど連結部の剛性の違いによるものと考えられる。一方、面内振動数の低減率は損傷が進んでも実験結果と解析結果とにほとんど差が見られない。また、実験結果と解析結果との傾向が近似していた。

TYPE-Lに関しては、ボルトの損傷を与えると、実験では面内・面外振動数の低減率の変化は見られたものの、解析結果では面内・面外振動数の低減率はほとんど変化がなかった。これは、実験供試体は拘束板をボルト締めしているが、解析モデルは拘束板のボルト位置にある節点を完全固定しているため、これらの拘束の違いによるものと考えられる。ボルト3本の損傷B123を与えた実験結果では面外振動数の低減率は17%だったのに対し

表-2.2 各供試体の損傷がない場合の固有振動数

供試体	実験(Hz)		解析(Hz)	
	面内1次	面外1次	面内1次	面外1次
TYPE-M-1	5.01	2.00	4.64	2.85
TYPE-M-2	4.83	1.67	4.64	2.85
TYPE-L	1.84	1.76	1.85	1.81

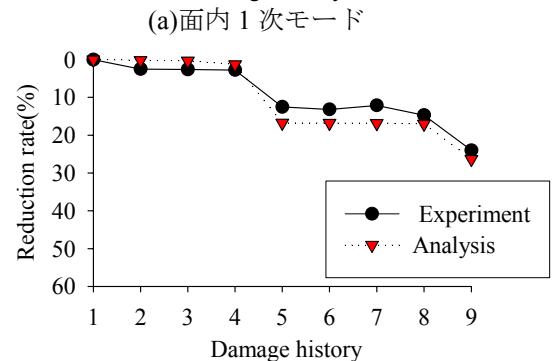
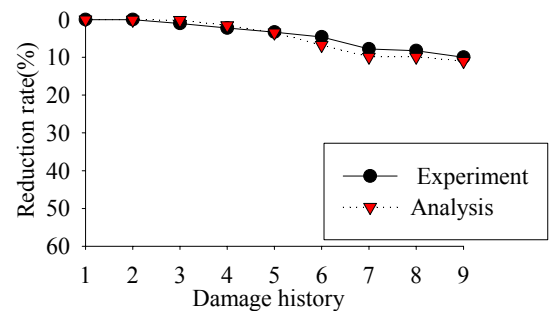
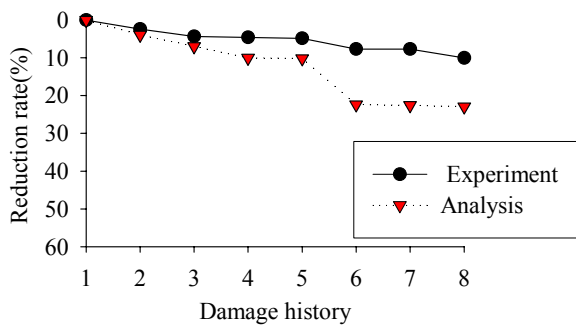
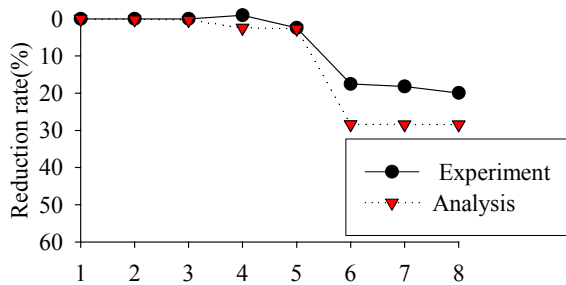


図-2.3 TYPE-M-1の振動数の低減率

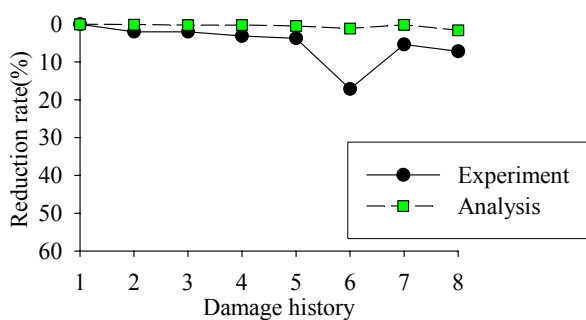


(a)面内1次モード

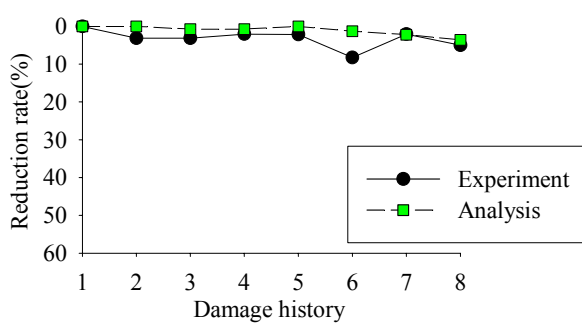


(b)面外1次モード

図-2.4 TYPE-M-2 の振動数の低減率



(a)面内1次モード



(b)面外1次モード

図-2.5 TYPE-L の振動数の低減率

解析結果が1%であることから、実験時の計測に問題があったと考えられる。柱基部損傷 A1, A2 を与えた場合面外振動数の低減率は 2~5%程度で、実験結果と解析結果ともほぼ同じだった。これより、面外剛性は実験と解析と近似していたと言える。

3. 繰返し载荷による亀裂の進展に伴う柱基部の曲げ剛性変化挙動に関する実験的検討

3.1 実験概要

供試体は 2001 年 2 月まで阪神高速東大阪線の道路橋

に取付けられていた門型標識柱と 2003 年 10 月まで阪神高速松原線に設置されていた逆 L 型照明柱を対象に、それぞれの柱基部を取り出し、門型標識柱 4 体、逆 L 型照明柱 2 体、合計 6 体となる鋼管柱基部の供試体を製作した。供試体名は門型標識柱を TYPE-Mh1-1, TYPE-Mh1-2, TYPE-Mh2-1, TYPE-Mh2-2 とし、逆 L 型照明柱は供試体名を TYPE-LhA, TYPE-LhB とした。表-3.1 に供試体の寸法と機械的性質を示す。図-3.1 は载荷装置を示す。TYPE-Mh はコンクリートアンカーに設置するタイプの標識柱の基部であるためトルク管理せず、TYPE-Lh は 303kN のボルト軸力を与え設置台に取付けた。表-3.2 に载荷条件を示す。TYPE-Mh1-1, TYPE-Mh1-2, TYPE-Mh2-1 について、実際は両振りになると考えられるが、実験供試体にはリブが溶接されており、溶接部には高い引張残留応力が存在することを考慮すれば、両振りの応力を実際上、片振りとして载荷したとしても疲労強度を評価できる²⁾。制御波形は正弦波とした。実験の流れは、まず供試体の非破壊検査を行い、亀裂の有無を確認する。次に供試体弾性域での静的载荷試験を行い、リブ上端近傍の一軸ひずみゲージのひずみを参考に载荷荷重を決定し、疲労試験を行う。

なお一定サイクルごとに静的曲げ载荷試験を行い、供

表-3.1 各供試体の寸法と機械的性質

供試体名	鋼管外径 (mm)	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング率 (N/mm ²)	ポアソン比
TYPE-Mh1-1	264	6.8	454	537	2.10E+05	0.28
TYPE-Mh1-2	264	6.8	454	537	2.10E+05	0.28
TYPE-Mh2-1	320	10.0	580	678	2.32E+05	0.27
TYPE-Mh2-2	320	10.0	580	678	2.32E+05	0.27
TYPE-LhA	160	4.2	379	443	2.10E+05	0.28
TYPE-LhB	160	6.0	410	491	2.18E+05	0.28

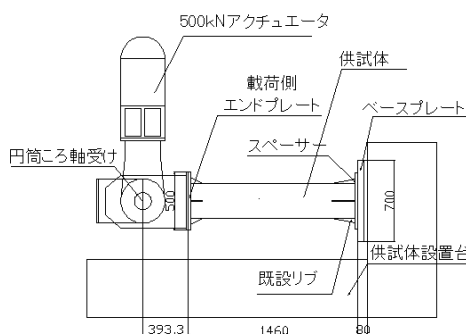


図-3.1 载荷装置 [単位: mm]

表-3.2 载荷条件

供試体	载荷方法	応力範囲 (MPa)	荷重振幅 (kN)	最大荷重 (kN)	最小荷重 (kN)	応力比
TYPE-Mh1-1	片振り	160	52.40	58.53	6.13	0.105
TYPE-Mh1-2	片振り	100	33.08	39.21	6.13	0.156
TYPE-Mh2-1	片振り	90	28.10	36.20	8.10	0.224
TYPE-Mh2-2	両振り	80	35.81	17.90	-17.90	-1.000
TYPE-LhA	両振り	180	13.20	6.60	-6.60	-1.000
TYPE-LhB	両振り	260	30.29	15.14	-15.14	-1.000

試体の性状の変化を調べ亀裂が確認できれば非破壊検査と静的曲げ載荷試験を行う。

3.2 実験結果と考察

表-3.3 に疲労試験結果を、図-3.2 に疲労強度評価を示す。表-3.3 の剛性変化は損傷がない場合の剛性からの変化率である。これより、TYPE-Mh1-1, TYPE-Mh1-2, TYPE-Mh2-1, TYPE-Mh2-2 の疲労亀裂は予想強度等級 G より早く発生し、亀裂箇所はベースプレート側リブ端の溶接部に亀裂が発生した。これは、ベースプレートとスペーサーとの密着性が不完全なために発生する付加曲げによる影響が考えられる。さらに、図 3.3 に示すとおり、ボルト軸力導入により、ベースプレート側リブ端周辺がボルト方向に高い引張応力を受けるためである。TYPE-Mh1-1, TYPE-Mh1-2 はボルトを締め直したが、TYPE-Mh2-1, TYPE-Mh2-2 はボルトの締め直しをなかった。そのため TYPE-Mh2-1, TYPE-Mh2-2 は亀裂長が小さいが、剛性変化が小さくなった。

TYPE-LhA, TYPE-LhB はリブ上側溶接止端付近で亀裂が発生し、繰返し回数も予想強度等級 G 付近にプロットすることができた。これはベースプレートとスペーサーとの接触面の密着性が良好であり、ベースプレートの付加曲げが小さかったためと考えられる。亀裂の進展については、リブ上側溶接止端付近に亀裂発生後、鋼管

表-3.3 疲労試験結果(亀裂発見時)

供試体	亀裂発生箇所	繰返し回数N	亀裂長(mm)	剛性変化(%)
TYPE-Mh1-1	MR1,MR2のベースプレート側リブ端	14518	120	31.7
TYPE-Mh1-2	MR1のベースプレート側リブ端	97839	45	1.4
TYPE-Mh2-1	MR7のベースプレート側リブ端	3340	10	22.2
TYPE-Mh2-2	MR5のベースプレート側リブ端	44824	25	22.8
TYPE-LhA	LR4のリブ上側溶接止端	178099	25	18.5
TYPE-LhB	LR4のリブ上側溶接止端	157938	103	17.1

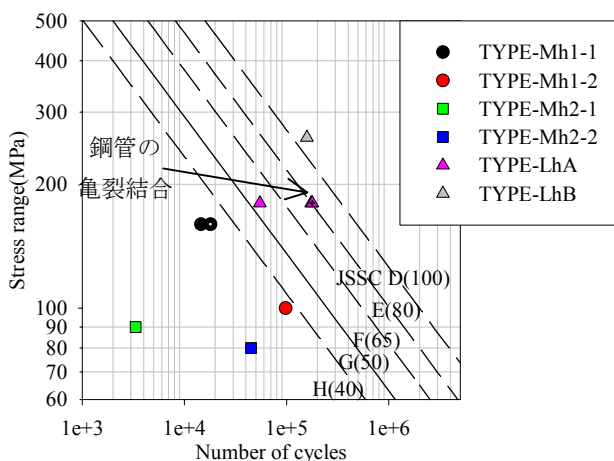


図-3.2 疲労強度評価³⁾

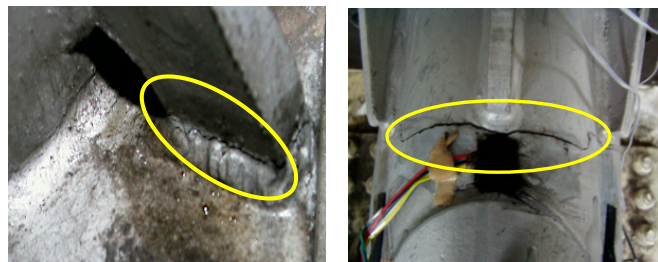


写真-3.1 疲労亀裂

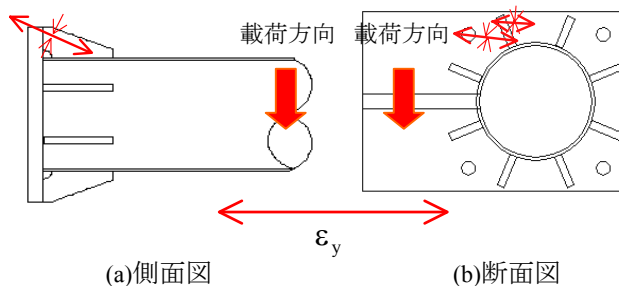


図-3.3 TYPE-Mh2-2 の主ひずみ及び主方向

に進展していき、さらに各リブのリブ上側溶接止端付近で発生した亀裂が結合した。また、TYPE-LhA はボルトの締め直しをせず、TYPE-LhB はボルトの締め直しをしたことから、TYPE-LhA の亀裂長は TYPE-LhB よりも小さいが、剛性変化が大きくなった。

4. まとめ

- (1)不静定構造物である門型標識柱の場合、実験・解析ともに、柱基部において1/4~3/4 まで断面が欠損した場合でも面内・面外振動数の低減は僅かだった。ただし、全断面欠損すると面内・面外振動数の低減は顕著に表れた。また、梁部のトラス斜材に損傷を与えた場合、面内振動数に変化が表れた。
- (2)静定構造物である照明柱の場合は、実験・解析ともに、柱基部の断面が1/2 以上欠損すると振動数の変化が顕著に表れた。柱基部に損傷を与えた場合、損傷を与えた方向の振動数の変化が表れた。ボルトに損傷を与えた場合は、実験では振動数の変化は大きいですが、解析では僅かだった。
- (3)繰返し載荷試験より疲労亀裂の進展状況を把握し、損傷による剛性変化は、リブ一枚の亀裂ではほとんど見られなかったが、亀裂が鋼管に進展していくに従い、その変化が確認できた。

参考文献

- 1)井舎英生, 北田俊行, 山口隆司, 宮脇潔, 乙黒幸年, 時讓太: 道路橋の標識柱・照明柱における損傷の早期発見に関する基礎的研究, 土木学会橋梁振動コロキウム'01, 2001.10.
- 2)山田健太郎, 近藤明雅, 小林且典, 宮本伸治, 荒木準一: 鋼管柱基部の疲労強度, 構造工学論文集 Vol.38A, pp.1045-1054, 1992.3.
- 3)(社)日本鋼構造協会: 鋼構造の疲労設計指針・同解説, p.10, 1993.