

自碇式上路 P C 吊橋模型の破壊に伴う振動特性の変化

Vibration of self-anchored suspended model bridge with prestressed concrete deck during failure

角本 周*, 梶川 康男**, 長谷川 孝一***, 牧 祐之****

Meguru Tsunomoto, Yasuo Kajikawa, Kouichi Hasegawa and Yuji Maki

*工修 オリエンタル建設(株) 技術部主任研究員 (〒102-0093 千代田区平河町 2-1-1)

**工博 金沢大学大学院教授 自然科学研究科 (〒920-8667 金沢市小立野 2 丁目 40 番 20 号)

*** 金沢大学大学院 自然科学研究科 (同上)

**** 大日本コンサルタント(株) (元金沢大学学生) (〒930-0175 富山市願海時 633)

Self-anchored suspended bridge is made of prestressed concrete slab deck, cables and vertical members, constructing for the first time in Japan. It is sensitive to dynamic loads, because the concrete girder was supported by self-anchored cable. Vibration measurement was carried out on a reduced model bridge during failure process.

The change of vibration characteristics due to deterioration of the model bridge during the failure test was obtained. The frequency and damping ratio of 1st asymmetric mode are not changed until local crushing concrete slab. After crushing, the damping ratio becomes large on a asymmetric mode because of different loss factor of vibration mode. A simulation analysis by FEM was carried out on the change of frequency and damping, in order to compare with measurement results.

Key Words : self-anchored suspended bridge, model test, vibration, failure, damage

1. まえがき

大規模な長大橋建設が盛んに行われている¹⁾。その一方で、ヨーロッパでは少し建設例があるけれども、わが国では珍しいという新しい形式の中規模橋梁の建設が、最近多くなってきた^{2), 3)}。その理由の一つには、様々な技術的見直しから力学的に無駄な部分を省いた合理的な橋梁を目指したものであり、また一つには、異種材料の特長を最大限に生かし切ろうとする複合構造の橋梁を目指したものである。このような傾向は、橋梁建設技術の向かうべき進化の当然の結果であり、大いに歓迎され、さらに進むものと考えられる^{4), 5)}。

さて、本研究で対象とする自碇式上路 P C 吊橋とは、鉛直材を介して主桁を支持する吊ケーブルをアンカーブロックではなく主桁両端に定着し、吊ケーブルに作用する張力の水平反力を主桁軸方向に負担させ、かつ、その軸力によりコンクリート製の主桁にプレストレスを導入するという構造特性を生かした合理的な複合形式の橋梁である⁶⁾。

この形式の橋梁は、国内でも橋長 40m の歩道橋としてすでに架設されており、その実橋載荷実験も実施されている⁷⁾。著者らは、本構造形式の実用化に先駆けて、模型実験により終局挙動に与えるプレストレス量や鉄筋

量、サグ比などのパラメータの影響を検討した⁶⁾。さらに本研究では、同種の模型供試体を用いて、破壊に至るまでの損傷過程において固有振動数や固有振動モード、モード減衰などの振動特性がどのように変化するかを検討した。鋼またはコンクリートそれぞれ単独材料からなる構造の桁や柱についてのこの種の研究はいくつか行われているが^{8) - 10)}、本構造形式のような複合的な構造の振動特性についての実験は少なく、今後、複合構造橋梁の動的な挙動や構造特性との関係を知る上で参考になるものと思われることから、損傷と振動特性の変化について述べるものである。

2. 模型供試体の概要

本研究で対象とする自碇式上路 P C 吊橋としては、橋長 30~50m の歩道橋を想定した。模型供試体(写真-1)は、載荷装置の関係から空間縮尺が 1/4~1/6 程度となるように寸法を設定し、供試体長 8.0m、支間長 7.8m とした。また、吊ケーブルのサグ量は、520mm (支間サグ比 1/15) とした。模型供試体の一般図を図-1に、主桁断面図を図-2に示す。

主桁部材は、想定した支間長の歩道橋では主桁部材厚が 350mm 程度となること、および、かぶり等のコンク

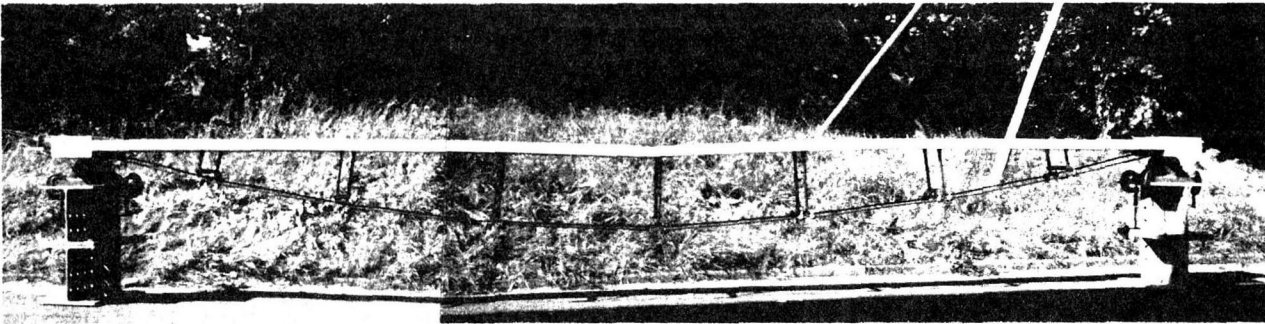


写真-1 自碇式上路PC吊橋模型

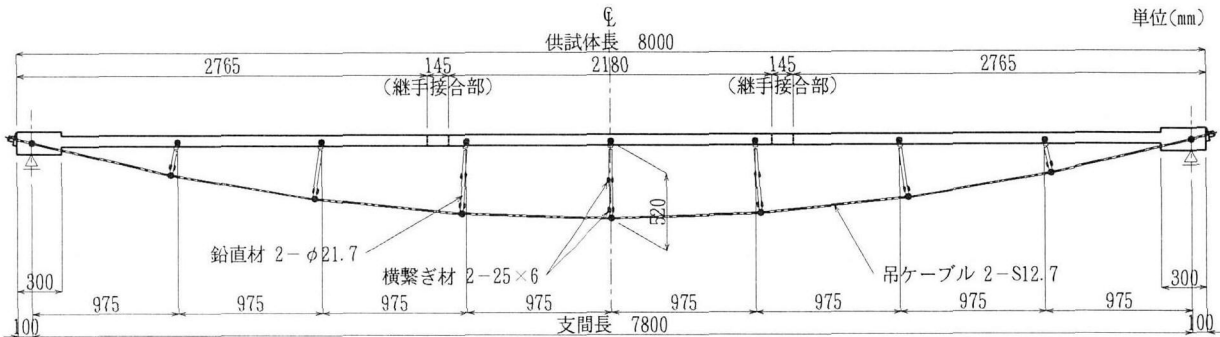


図-1 模型供試体一般図

リート部材製作上の制約から、縮尺 1/5 として厚さ 70mm の矩形断面とした。主桁断面内には、主桁の軸圧縮応力レベルおよび鉄筋比が想定した歩道橋と同程度となるように、桁内ケーブルとして 2 本の PC 鋼より線 (S12.7mm) を配置するためのシース孔と、異形鉄筋 D6 (SD295A) 16 本 (引張主鉄筋比 1 %) を配置した。主桁支点部は、図-3 に示すように、桁内ケーブルおよび吊ケーブルの定着のため部材厚を 150mm と大きくし、鉄筋により補強した。

模型供試体は、供試体の運搬上、主桁を 3 ブロックに分割し、支間中央点への集中荷重により生じる曲げモーメントの交番点となる付近に継手接合部 (145mm) を設け、実験室で間詰めコンクリートを打設して接合した。コンクリート打設後 7 日間養生した後、主桁にプレストレスを導入した。プレストレス量については、主桁断面に 6N/mm^2 の圧縮応力が導入されるようにした。

模型供試体にはプレストレス導入後にグラウトを注入し、7 日間養生後、2 本の炭素鋼鋼管 (φ21.7) で作成した鉛直材を、主桁の支間 8 等分点に設置した球座受け金具から吊ケーブルで設定した円曲線への法線方向にセットした。その上で、死荷重作用状態で鉛直材取付け位置が仮想支点となるように吊ケーブル (S12.7mm, 2 本) に張力 (6.5kN/本) を導入した。使用材料の強度試験結果を、表-1 に示す。

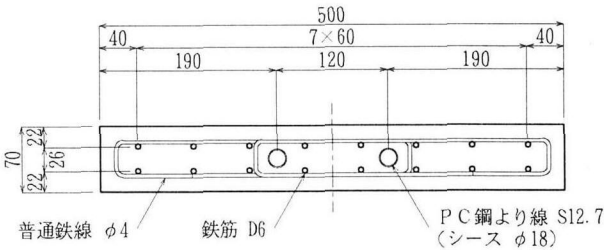


図-2 主桁断面図

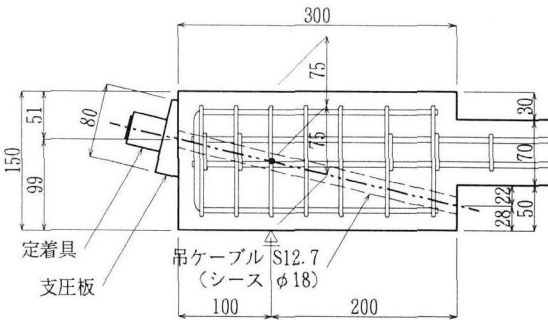


図-3 吊ケーブル定着部

表-1 材料試験結果

コンクリート	圧縮強度 (N/mm^2)	48.9
	ヤング係数 (kN/mm^2)	26.9
	ポアソン比	0.19
鉄筋	降伏強度 (N/mm^2)	324.2
	ヤング係数 (kN/mm^2)	205.0
	ポアソン比	0.30

3. 解析モデルと無損傷時の固有振動特性

3. 1 解析モデルの作成および部材剛性の評価

自旋式上路PC吊橋の固有振動解析を行うにおいて、対象橋梁をモデル化する際の部材剛性を評価し、解析モデルの妥当性を検討する必要がある。

そこで本研究では、解析モデルとして節点数 141、部材数 170 の 3 次元立体骨組構造を作成した。ここで、橋梁を構成する部材は、主桁、鉛直材および横繋ぎ材をはり部材、吊ケーブルを張力による幾何剛性を考慮した弦部材とした。また鉛直材の両端部はピン結合とし、主桁とは剛部材にて結合した。解析モデル図を図-4に、解析に用いた部材剛性を表-2に示す。

設定した解析モデルの部材剛性を評価するため、模型供試体支間 1/2 点、1/4 点位置への静的載荷実験を行った。載荷荷重としては、ひび割れを生じない荷重レベル（後述する図-8ではE点）として 5.6kN を集中載荷した。図-5に支間 1/2 点載荷時の鉛直変位を、図-6に支間 1/4 点載荷時の鉛直変位を示す。

実験値と解析値は概ね一致していることから、作成した解析モデルの部材剛性はほぼ妥当な値であると考えられる。そこで、次節以降の固有振動解析では、この部材剛性を無損傷時の値として用いることとした。

3. 2 無損傷時の固有振動特性

サブスペース法により得られた固有振動数と、衝撃加振実験によって得られた自旋式上路PC吊橋模型の固有振動数を表-3に、その振動数に対応した振動モードを図-7に示す。なお、振動モード図は水平方向の変位を鉛直方向の変位に比べて 1/10 に縮小して示している。

実験では 3 次モードまでしか振動モードを同定できなかったが、解析値と実験値は比較的良く一致しており、設定した部材剛性が固有振動解析においても妥当であると評価できる。

表-2 解析モデルの部材剛性

	主桁部	主桁支点部	吊ケーブル	鉛直材	横繋ぎ材
A	3.500E-2	7.500E-2	8.796E-5	5.027E-4	3.000E-4
J	5.717E-5	5.625E-4	—	2.031E-7	1.526E-9
I_y	1.429E-5	1.406E-4	—	1.105E-7	1.563E-8
I_z	7.292E-4	1.563E-3	—	2.031E-7	1.526E-9
W	8.747E-1	1.875E+0	6.767E-3	3.867E-2	2.308E-2
E	26.0	26.0	186.0	205.0	205.0

A : 断面積 (m^2) J :ねじり定数 (m^4)

I_y, I_z : Y軸およびZ軸まわりの断面 2 次モーメント (m^4)

W : 単位長さ当たりの荷重 (kN/m)

E : ヤング係数 (kN/mm^2)

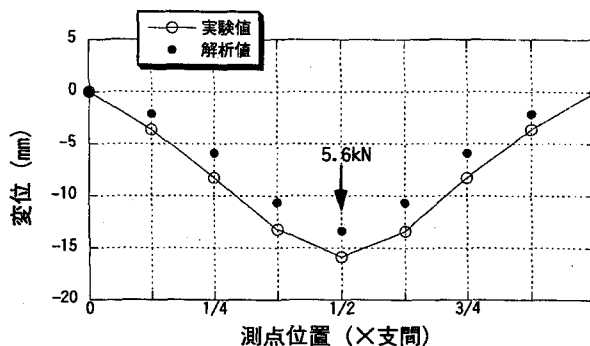


図-5 1/2 点静的載荷実験結果

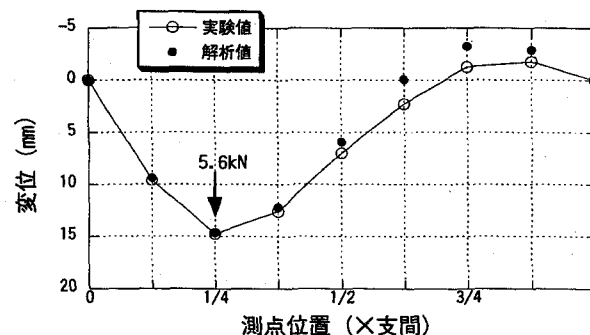


図-6 1/4 点静的載荷実験結果

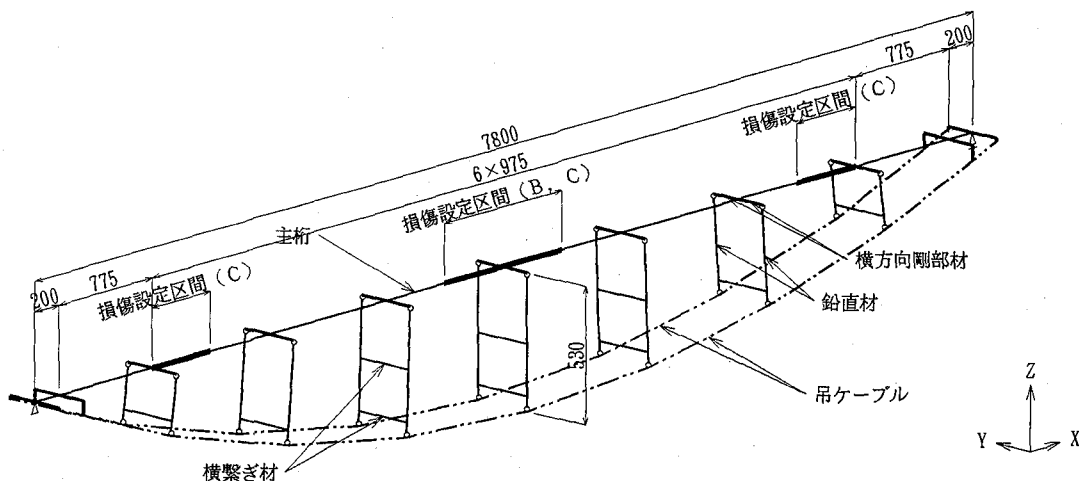
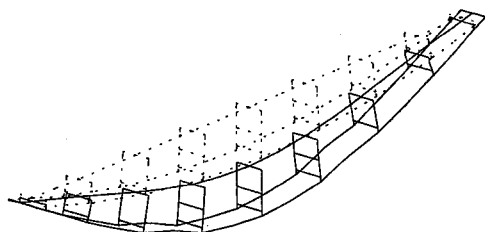


図-4 解析モデル図

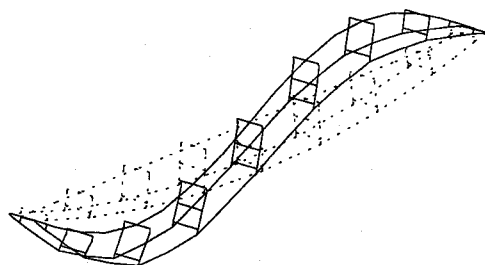
表-3 固有振動数

次数	振動モード	解析値(Hz)	実験値(Hz)
1	たわみ対称1次	6.31	6.12
2	たわみ逆対称1次	7.54	7.75
3	たわみ対称2次	15.79	17.13

1次モード(6.31Hz) たわみ対称1次



2次モード(7.54Hz) たわみ逆対称1次



3次モード(15.79Hz) たわみ対称2次

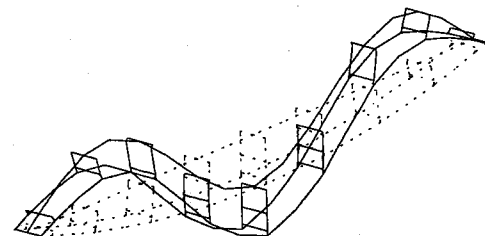


図-7 振動モード図

4. 実験概要

自旋式上路PC吊橋模型の破壊に伴う振動特性の変化を把握するため、静的載荷と動的載荷からなる一連の実験を行った。

4.1 静的載荷による損傷設定

模型供試体の損傷は、支間中央位置への静的集中載荷によって発生させた。静的載荷はサーボパルサー型載荷装置を用いて、支間中央の変位を2mmずつ増加させる変位制御で行った。ここで、コンクリートや鉄筋の損傷状況と振動特性との関係を把握するために、支間中央の変位量(載荷最大変位)が20mmずつ増加した段階で荷重を除荷し、載荷治具や変位計などすべてを取り除い

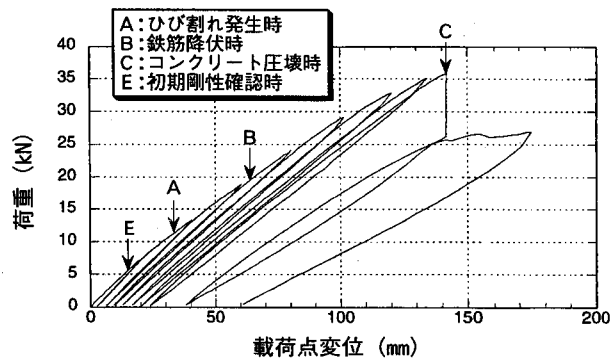


図-8 繰返し載荷による載荷点変位

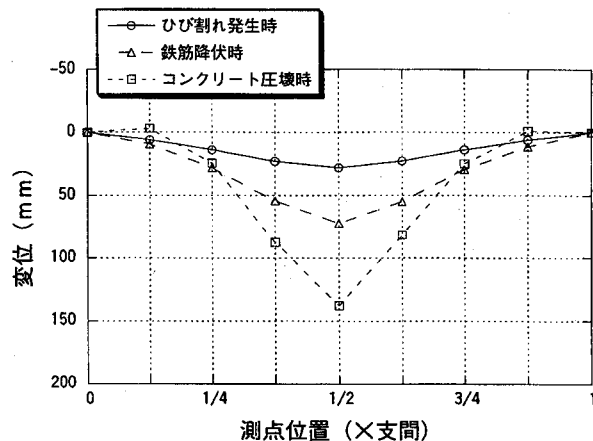


図-9 各損傷段階における供試体の変形

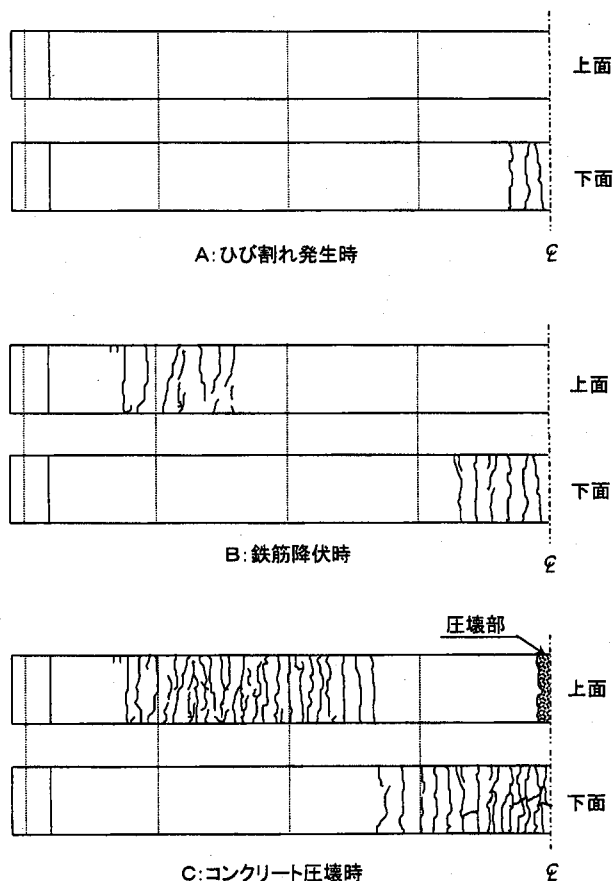


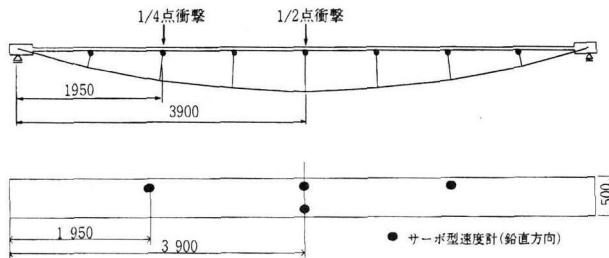
図-10 各段階での主桁のひび割れ状況

た後に、次節に示した振動実験（衝撃加振実験，自由減衰実験）を行い，振動実験終了後に再载荷する手順で実験を進めた．図－8に载荷変位と荷重の繰返しの状況を示す．なお，図－8は荷重除荷時と再载荷時で変位をキャリブレーションして示している⁶⁾．図中の矢印は，支間中央におけるひび割れ発生（A），鉄筋の降伏（B），コンクリートの圧壊（C）が生じた時を示しており，各段階での変形状況が図－9であり，主桁上下面のひび割れ状態をスケッチしたものが図－10である．

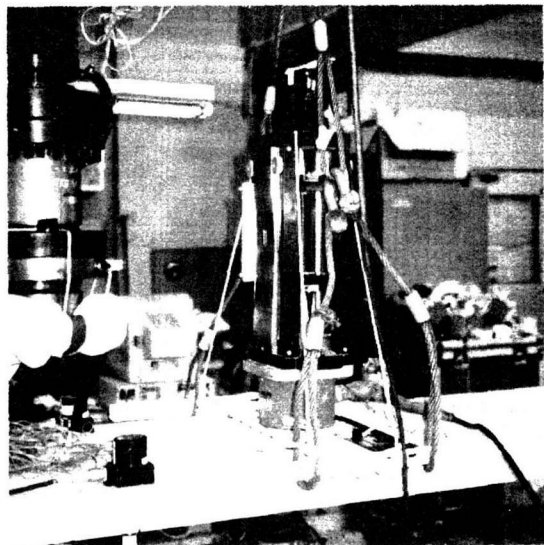
4. 2 振動特性の測定

振動実験では，まず，実験対象の模型供試体にサーボ型速度計を図－11に示すように配置し，支間 1/2 点および 1/4 点に対してハンマーを用いて衝撃加振実験を行い，FFT によるスペクトル解析により，卓越する振動数とその振動モードを測定した．図－12(a)に支間 1/2 点，(b)に 1/4 点における衝撃加振後の自由減衰波形，図－13(a)，(b)にそれぞれのスペクトルを示す．

次に，各振動モードの減衰定数を求めるため自由減衰実験を行った．衝撃加振実験によって求めた振動モードの腹となる地点において，電磁式加振器（写真－2）を用いて各卓越振動モードに共振させる．対象とする振動モードが十分励起してから，加振器の重量が自由振動

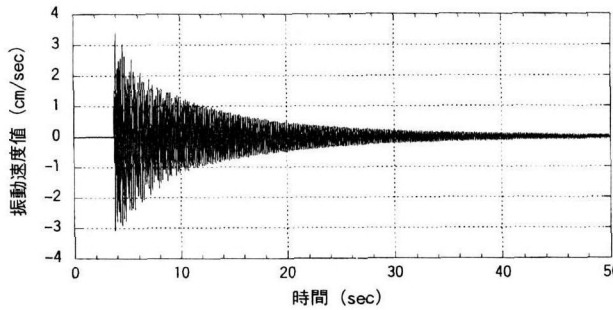


図－11 測点配置図

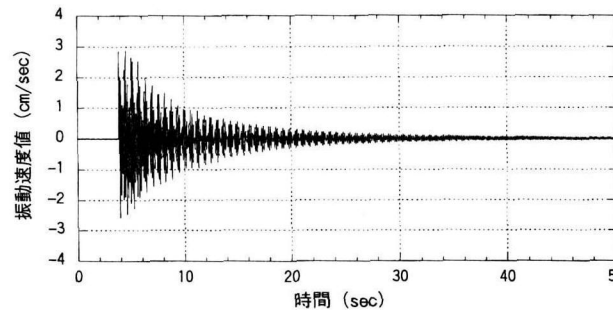


写真－2 電磁式加振器

に影響しないように，加振器を急に取り除いて自由減衰振動させ，その波形より減衰定数を求めた．なお，自由減衰実験では，加振した振幅量が減衰定数に及ぼす影響をみるために，加振振幅レベルを2段階（5，10cm/sec）で計測した．なお，減衰定数については自由減衰波形から求めたが，他の振動モードが影響して分離が難しい場合には，非線形最小二乗法により曲線適合を行い，減衰定数を求めた¹¹⁾．

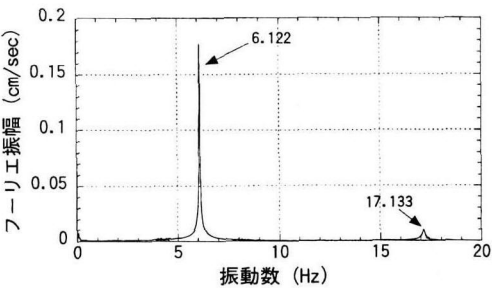


(a) 1/2 点加振時の 1/2 点の速度波形

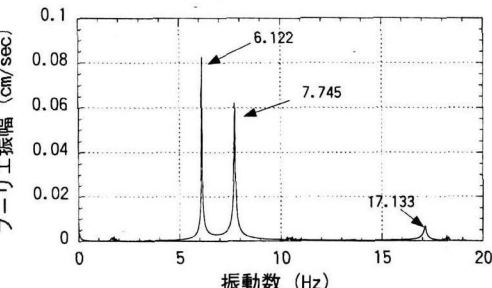


(b) 1/4 点加振時の 1/4 点の速度波形

図－12 衝撃加振後の自由減衰波形



(a) 1/2 点速度波形のスペクトル



(b) 1/4 点速度波形のスペクトル

図－13 衝撃加振後の自由減衰波形のスペクトル

5. 損傷と振動特性

5. 1 概説

将来、本構造形式の橋梁を合理的に維持管理していくためには、橋梁の損傷をできるだけ客観的に評価する手法を確立し、耐用性診断のための基準を設ける必要がある。そのための一手法として、橋梁の振動特性の変化を利用した損傷評価法があり、この種の研究は各機関でいくつか試みられている^{8) - 10)}。

以下に、振動特性をパラメータとした損傷評価の、既往の研究により明らかとなった共通的な事項を挙げる。

(1) 損傷評価において最も有効性が期待されるのは、固有振動数である。しかしながら、損傷が部分的である場合には固有振動数低下の割合が小さく、感度的に定量的な評価が困難となる。また、損傷が生じて、固有振動モードおよび減衰定数の変化は小さい。

(2) コンクリート橋と鋼橋を比較すれば、コンクリート橋ではひび割れなど比較的損傷が広範囲におよんでいること、経年変化による材料定数の変化も含まれることなどが振動特性の変化に影響するものと考えられる。

一方、これら既往の研究は単独材料による構造に対するものであり、本研究で対象とする自碇式上路PC吊橋のような複合構造に対しては、参考となる知見がない。そこで、模型供試体の各損傷段階における振動特性の測定結果およびそのシミュレーション解析結果を示し、主桁部の損傷が振動特性に与える影響を考察した。

5. 2 振動特性の変化

各損傷段階における固有振動数および減衰定数の変化を図-14 および図-15 に、固有振動モードを図-16 に示す。ここで、図中の矢印は、主桁のひび割れ発生時(A)、鉄筋降伏時(B)、コンクリート圧壊時(C)の各損傷段階を示したものである。なお、たわみ対称2次モードの振動数では加振器により十分な共振状態が得られず、減衰定数を算出する振幅レベルに達しなかった。

固有振動数は、ひび割れや鉄筋の降伏が生じてほとんど変化は無いが、コンクリートの圧壊以後で振動数が若干低くなる傾向がある。しかしながら、たわみ対称1次モードのように、主桁のコンクリートが圧壊しても振動数がほとんど変化しない振動モードもある。また、固有振動モードは、実験での支間方向の測点が3点であることから振動モードの部分的な形状を把握できず、損傷の進展による顕著な変化は確認できなかった。

減衰定数は、たわみ対称1次モードにおいては損傷の進展による変化がほとんどないのに対して、たわみ逆対称1次モードにおいては損傷の進展とともに大きくなっており、特にコンクリート圧壊以降では急激に増加している。

以上のように損傷による振動特性の変化が振動モードによって異なる傾向を示すのは、たわみ対称1次モード

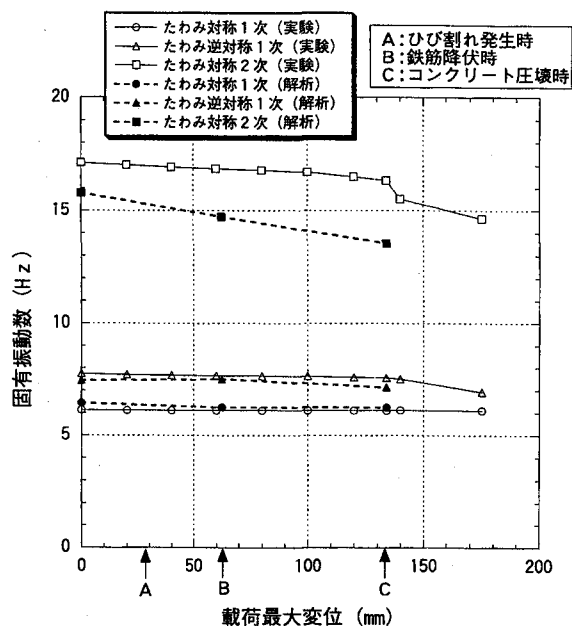


図-14 固有振動数の変化

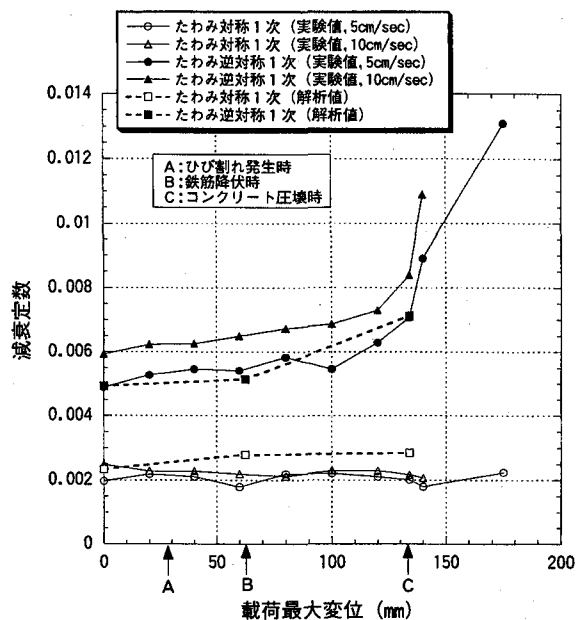
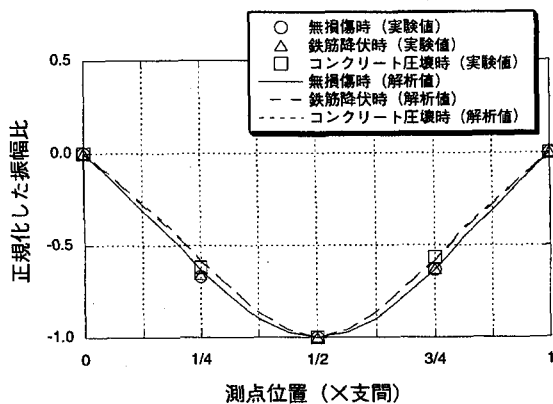


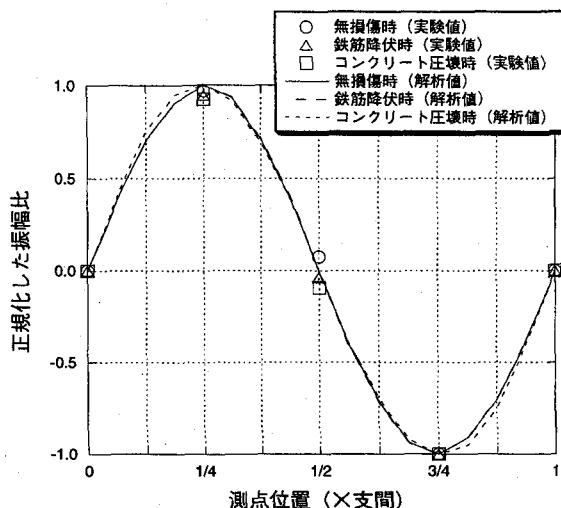
図-15 減衰定数の変化

は、吊ケーブルのサグによるアーチ効果により主に損傷しない吊ケーブルの剛性に支配されるのに対して、たわみ逆対称1次モードは、吊ケーブルのアーチ効果が無く損傷が生じる主桁の曲げ剛性に主に支配されることが要因として考えられる。

この要因を検証するために、模型供試体の各振動モードをエネルギー的に評価する^{12), 13)}。図-7に示した各振動モードに対して、個々の部材のひずみエネルギーが全振動エネルギーに占める割合を図-17に示す。たわみ対称1次モードの振動エネルギーは、約90%が吊ケーブルのひずみエネルギーで占められている。よって、主桁が損傷していくにも関わらず、鉛直材と吊ケーブル



(a) たわみ対称1次モード



(b) たわみ逆対称1次モード

図-16 固有振動モードの変化

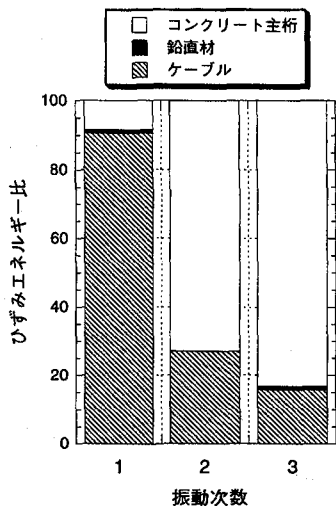


図-17 ひずみエネルギー図

は損傷しないことから、固有振動数や減衰定数がほとんど変化しなかったものと考えられる。一方、たわみ逆対称1次モードの振動エネルギーは、損傷が進行していく主桁部材のひずみエネルギーで約70%を占めていることから、固有振動数が低くなり減衰定数が大きくなるものと考えられる。

5.3 シミュレーションによる振動特性の逆解析

無損傷時の固有振動数の実験値と解析値が比較的良く一致していることから、本節では、図-4の解析モデルの主桁部材に部分的な損傷を設定し、実験より得られた振動特性の変化の逆解析を試みた。

自旋式上路PC吊橋の終局挙動に関する実験では、主桁部材の部分模型を用いた静的載荷実験も実施している⁶⁾。この実験より得られた主桁部材の曲げモーメント-曲率関係より、図-18に示すように鉄筋降伏時の主桁部材の曲げ剛性を設定した¹⁴⁾。ここで、鉄筋降伏以降で塑性化が進展するとコンクリート部材の曲げ剛性は一般的には徐々に低下していくが¹⁴⁾、実験に用いた主桁部材のコンクリート圧壊時の塑性率は2程度であることから、本研究では鉄筋降伏以降の曲げ剛性として一律に無損傷時の1/2を用いることとした。各損傷段階に対して設定する主桁の損傷区間は、図-9および図-10に示した静的載荷時の変形およびひび割れ状況を考慮し、鉄筋降伏時(B)では支間1/2点付近に、コンクリート圧壊時(C)では1/2点、1/8点および7/8点付近とした。図-4に、各損傷段階に対して損傷を設定した区間を付記する。

各損傷段階に対する固有振動解析結果として、図-14に固有振動数の変化を、図-16に固有振動モードの変化を示す。固有振動数の解析値は、実験より得られた振動数の低下をほぼ再現する結果となった。

損傷を設定した解析モデルの固有振動特性が実験値とほぼ一致したことから、各振動モードに対して個々の部材のひずみエネルギーを算出し、ひずみエネルギー比例減衰から減衰定数を算出した。ここで、鋼部材の等価減衰定数は0.2%、無損傷時のコンクリート部材の等価減衰定数は湿潤状態や材令等に依存し0.3~0.8%程度であるので¹⁵⁾、平均的な0.6%とした。さらに、鉄筋降伏後のコンクリート部材の等価減衰定数を仮に無損傷時の3倍と仮定し1.8%とした。

各損傷段階に対して算出した減衰定数を、図-15に示す。無損傷時の減衰定数は、たわみ対称1次モードが

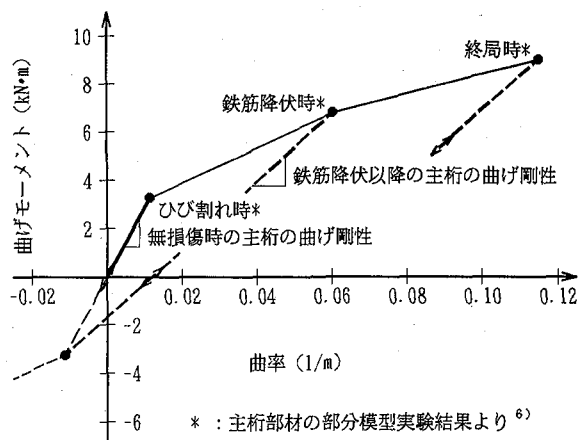


図-18 損傷した主桁部材の曲げ剛性の設定

$h_1=0.23\%$ 、たわみ逆対称1次モードが $h_2=0.49\%$ となる。また、コンクリート圧壊時では $h_1=0.29\%$ 、 $h_2=0.71\%$ となり、実験より得られた各振動モードの減衰定数の変化と同様な傾向を示している。

以上、部分的な損傷が振動特性に与える影響は、本構造形式のような複合構造では振動モードにより異なり、また、その傾向は解析により損傷区間をシミュレーションした場合にも類似した傾向を示す結果となった。よって、今後、損傷部分のより詳細なモデル化を検討することにより、振動特性から構造の耐用性を評価できる知見が得られるものと考えられる。

6. まとめ

本研究では、自碇式上路P C吊橋模型が破壊していく過程での振動特性の変化を調べる実験より、次のことが明らかになった。

(1) 固有振動数は、主桁が部分的なひび割れ発生や鉄筋の降伏程度の損傷を受けた場合でも、ほとんど変化せず、コンクリートの圧壊により損傷領域が広がった場合で、たわみ逆対称1次モードの振動数が若干低下する。

(2) たわみ対称1次モードの減衰定数は主桁が損傷してもほとんど変化しないが、たわみ逆対称1次モードの減衰定数は主桁の損傷が進展するに伴い増加する。この傾向は、振動モードにより振動エネルギーに占める各部材のひずみエネルギーの割合が異なることが要因であると考えられる。

(3) 解析モデルに部分的な損傷を設定して固有振動解析した結果、損傷に伴う各振動モードの固有振動数の変化をほぼ再現することができた。

(4) 部分的な損傷を設定した解析モデルから得られた固有振動モードに対して、ひずみエネルギー比例減衰より減衰定数を算出すると、損傷部分の等価減衰定数の増加を想定することで、実験で得られた損傷に伴う各振動モードの減衰定数の変化をほぼ再現することができた。

本構造形式の実橋が架設されているが、供用されている実橋に対して人工的に損傷を与えることはできないので、模型実験により振動特性の変化のシミュレーションを行なった。ここで得られた知見は、今後、本構造形式を含めた複合構造橋梁の点検に参考になるであろう。

最後に、実験およびデータ整理に際に協力していただいた金沢大学大学院の深田幸史氏、犬島秀治氏に感謝いたします。

参考文献

- 1) Gimsing, J. (伊藤學監訳)：吊形式橋梁—計画と設計—，建設図書，1990.4.

- 2) Virlogeux, M. (春日昭夫訳)：複合橋梁—基本的なもののから革新的なものまで—，橋梁と基礎，31 巻 8 号，pp.30-47，1997.8.
- 3) Schlaich, J. and Bergermann, R. : Fussgängerbrücken, ETH Zurich, 1992.3.
- 4) Virlogeux, M., et al. : A Prestressed Concrete Slab Supported from Below : The Truc de la Fare Bridge, La Technique Francaise, The 12th International FIP Congress, pp.403-417, 1994.5.
- 5) 池田尚治，則武邦具，山田隆裕，南浩郎：吊床版構造を活用した自碇式複合P C橋に関する研究，第3回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.207-212，1992.11.
- 6) 角本周，大信田秀治，梶川康男，南部敏行：自碇式上路P C吊橋の終局挙動に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1341-1348，1998.3.
- 7) 大沼孝司，堀達浩，請川玲，大信田秀治：自碇式吊橋の設計・施工，第8回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.619-624，1998.10.
- 8) 宮本文穂，森川英典，山本昌孝：既存コンクリート橋の損傷に対応する動的挙動の感度特性と損傷評価への適用，土木学会論文集，第442号/V-16，pp.61-70，1992.2.
- 9) 加藤雅史，高木保志，島田静雄：P C橋梁の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第341号，pp.113-118，1984.1.
- 10) 太田雅仁，大島俊之，三上修一，山崎智之，外山義春：打撃法による損傷RC橋脚の健全度診断と損傷評価，橋梁振動コロキウム'97論文集，pp.233-238，1997.10.
- 11) 岡村隆敏，山森和博，古賀政男，吉村徹：仮想計測ソフトウェアによる構造同定システムの開発，橋梁振動コロキウム'97論文集，pp.197-204，1997.10.
- 12) 山口宏樹：橋梁の減衰評価—斜張橋減衰のエネルギーの評価を例として—，橋梁振動コロキウム'97論文集，pp.55-62，1997.10.
- 13) 角本周，前田研一，梶川康男，黒野雅利：近接固有振動数有する吊床版歩道橋の使用性に関する検討，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集，pp.207-214，1995.11.
- 14) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake, Proc. of ASCE, No.ST2, pp.2557-2573, 1970.12.
- 15) Neville, A., Dilger, W. and Brooks, J. : Creep of plain and structural concrete, Construction Press, pp.216-232, 1983.

(1998.9.18 受付)